

4593/TS/H/92 ✓

PERPUSTAKAAN	
T	12 MAR 1992
H	
N	58 / TA

TUGAS AKHIR

STUDI PEMANFAATAN SUNGAI MERAWU UNTUK PLTA MAUNG DI BANJARNEGARA JAWA TENGAH



REC

627.8

Adi

S-1

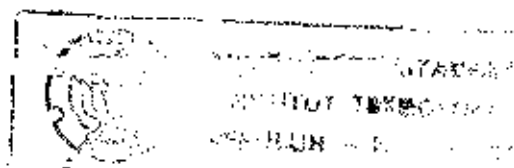
1992

Disusun Oleh :

Adi Bayuni Rahmat

3893100819

**BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1992**




TUGAS AKHIR

**STUDI PEMANFAATAN SUNGAI MERAWU
UNTUK PLTA MAUNG DI BANJARNEGARA
JAWA TENGAH**

Mengetahui / Menyetujui :

Dosen Pembimbing,



Ir. Soekibat R.S.

**BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1992**

ABSTRAKSI

PLTA Maung ini menurut rencana akan dibangun pada sungai Merawu tepatnya di Kabupaten Banjarnegara, Jateng. PLTA Maung ini nantinya akan bermanfaat untuk memenuhi kebutuhan listrik pada Pulau Jawa dan Bali, khususnya Jawa Tengah. Proyek tersebut akan memanfaatkan air sungai Merawu sebagai bahan baku pembangkit listrik.

Sungai Merawu yang mempunyai catchment area 213 km^2 , ditinjau dari debit yang pernah tercatat dan dari segi topografi medan, memungkinkan untuk dimanfaatkan potensinya sebagai PLTA.

Tujuan utama dari proyek ini adalah untuk menambah tersedianya daya listrik guna memenuhi kebutuhan energi listrik untuk masa kini dan mendatang.

Selain tujuan utama tersebut, nantinya jika pembangunan proyek sudah selesai dapat dimanfaatkan pula sebagai sarana pariwisata dan usaha perikanan serta secara tidak langsung dapat memperkecil debit banjir yang terjadi sehingga dapat mencegah/memperkecil bencana alam yang mungkin terjadi di bagian hilir proyek ini.

Energi listrik yang akan dihasilkan dalam setahun adalah sebesar $113,90 \times 10^6 \text{ KWH}$ dengan 6 jam operasi dalam sehari. Daya terpasang $56,662 \text{ MW}$. Tinggi jatuh efektif = $131,406 \text{ meter}$, dengan memakai jenis turbin Francis.

Waduk PLTA Maung ini direncanakan dengan type arch dam, dengan ketinggian $125,6 \text{ m}$ dari elevasi $+425,00$ dan elevasi puncaknya $550,60 \text{ m}$.

Keuntungan PLTA Maung ini diperkirakan sebesar $\text{US } \$ 392,55 \times 10^6$. BCR yang dihasilkan = $1,483$ dan $\text{IRR} = 13,11\%$ yang berarti dapat disimpulkan bahwa PLTA Maung akan mendapat keuntungan.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami ucapkan kehadirat *ALLAH* Yang Maha Kuasa, yang telah memberikan kekuatan, rahmat serta anugerahnya kepada kami, sehingga penyusunan Tugas Akhir ini dapat selesai sesuai dengan rencana.

Judul Tugas Akhir ini adalah : Studi Pemanfaatan PLTA Meung di Kabupaten Banjarnegara Jawa Tengah

Adapun maksud dan tujuan penyusunan Tugas Akhir ini adalah disamping untuk memenuhi persyaratan kurikuler yang harus ditempuh bagi setiap mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya juga sebagai bahan ujian bagi penyusun untuk dapat menyusun dan merencana teori-teori yang didapat di bangku kuliah dengan masalah lapangan yang ada.

Kiranya akan sangat sulitlah untuk menyusun laporan Tugas Akhir ini, apabila tidak ada bimbingan dan petunjuk serta pengarahan juga fasilitas penunjang. Untuk itu penyusun mengucapkan terima kasih kepada yang terhormat :

1. Ir. Anggrahini Msc. selaku ketua bidang studi Hidroteknik FTSP - ITS, Bapak Ir. Mansur Muhamadi Msc. selaku dosen wali dan Bapak Ir. Nadjadji Anwar selaku sekretaris jurusan yang telah memberi kesempatan kepada kami untuk penyusunan Tugas Akhir ini.

2. Bapak Ir. Soekibat Rudy Susanto selaku dosen pembimbing yang dengan sabar telah memberikan arahan dalam pola berpikir untuk menyusun Tugas Akhir ini.
3. Segenap staf dan Karyawan PIKITDRO Jawa Tengah dalam dukungannya untuk mendapatkan data-data perencanaan serta keterangan-keterangan lainnya.
4. Rekan-rekan mahasiswa yang telah ikut serta memberikan pertimbangan-pertimbangan, petunjuk, saran dan bantuan moril maupun materiil dalam menyelesaikan buku ini.

Penyusun menyadari bahwa masih banyak kekurangan dan masih jauh dari sempurna, namun setidaknya buku ini bisa dipakai dalam pertimbangan serta dapat menambah khasanah ilmu pengetahuan.

Surabaya, Februari 1992

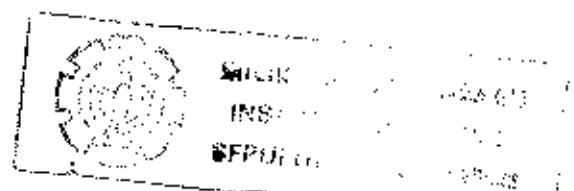
Penyusun,

ADI BAYUNI RAHMAT

3893100819

D A F T A R I S I

ABSTRAKSI	1
KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	xiii
BAB I. PENDAHULUAN	
1.1. Tinjauan Umum	1
1.2. Latar Belakang	2
1.3. Maksud Dan Tujuan	3
1.4. Ruang Lingkup Pembahasan	3
BAB II. KONDISI PROYEK	
2.1. Lokasi Dan Land Use	5
2.2. Meteo-Hidrologi	6
2.3. Sosial Ekonomi	8
BAB III. ANALISA HIDROLOGI	
3.1. Umum	10
3.2. Analisa Data Hujan	13
3.2.1. Perhitungan Curah Hujan	13
3.2.2. Perhitungan Curah Hujan Harian Maksimum Dengan Metode Gumbel	23
3.2.3. Uji Kesesuaian Data Hujan Dengan Smirnov-Kolmogorov Test	27
3.2.4. Perhitungan Distribusi Curah Hujan	36
3.2.5. Koefisien Pengaliran	39



3.2.6. Distribusi Hujan Efektif	40
3.2.7. Curah Hujan Terbesar Yang Mungkin Terjadi	42
3.3. Debit Banjir Rencana	52
3.3.1. Perhitungan Dengan Cara Snyder-Alexeyev	53
3.3.2. Perhitungan Dengan Cara Metode DR Nakayasu	83
3.4. Analisa Debit	113
3.4.1. Data Debit	113
3.4.2. Lengkung Debit	115
3.4.3. Penentuan Debit Andalan	118
3.5. Analisa Sedimen	119
3.5.1. Analisa Sedimen Suspended	119
3.5.2. Analisa Muatan Dasar	127
3.5.3. Jumlah Angkutan Sedimen Pada Sungai	128
3.5.4. Pengendapan Sedimen Dalam Waduk	128
3.5.4.1. Menentukan Rapat Massa	129
3.5.4.2. Trap Efisiensi	130
BAB IV. LETAK DAM SITE DAN TYPE PLTA	
4.1. Umum	132
4.2. Dam Site dan Type PLTA	134
4.2.1. Pertimbangan Topografi	134
4.2.2. Pertimbangan Geologi	136
4.3. Penentuan Type Dam	138
4.4. Spillway	139

4.5.	Bangunan Pengelak dan Coverdam	150
4.6.	Geometri Tubuh Bendungan	155
4.7.	Bangunan Sarana Pembangkit	156
4.7.1.	Head Race Tunnel	156
4.7.2.	Surge Tank	157
4.7.3.	Pipa Pesat (Penstock)	157
BAB V.	KAPASITAS WADUK	
5.1.	Umum	158
5.2.	Lengkung Kapasitas & Luas Genangan	159
5.3.	Penentuan Kapasitas Waduk	165
5.4.	Pemilihan Ketinggian Operasi	168
5.5.	Tinggi Bendungan	170
BAB VI.	ANALISA PEMBANGKIT	
6.1.	Debit Dasar Pembangkit	171
6.2.	Pemilihan Jam Operasi	171
6.3.	Penentuan Diameter Head Race Tunnel	172
6.4.	Penentuan Diameter Surge-tank	174
6.5.	Penentuan Diameter Pipa Pesat	177
6.6.	Penentuan Tinggi Jatuh Efektif	178
6.7.	Power House Dan Jenis Turbin	187
6.8.	Perhitungan Energy	188
6.9.	Perhitungan Kecepatan Turbin	189
6.10.	Dimensi Turbin	191
6.10.1.	Diameter Runner	191
6.10.2.	Spiral Case & Draff Tube	192
6.11.	Perhitungan Diameter dan Tinggi Generator	195

BAB VII.	TINJAUAN ANALISA DAMPAK LINGKUNGAN	
7.1.	Tinjauan Umum	198
7.2.	Penentuan Parameter Kegiatan	200
7.3.	Kegiatan yang harus ditelaah dampaknya	200
7.3.1.	Pra Konstruksi	201
7.3.2.	Masa Konstruksi	201
7.3.3.	Pasca Konstruksi	202
BAB VIII.	ANALISA EKONOMI	
8.1.	Umum	207
8.2.	Perkiraan Volume Dan Biaya Proyek	208
8.3.	Perhitungan Keuntungan Proyek	224
8.4.	Perhitungan BCR	229
8.5.	Perhitungan IRR	230
8.6.	Optimasi Kapasitas Waduk Untuk PLTA	231a
BAB IX.	KESIMPULAN	232
LAMPIRAN		
DAFTAR PUSTAKA		

D A F T A R T A B E L

Tabel 1.1.	Perkiraan Kebutuhan Energi Listrik di P. Jawa	2
Tabel 2.1.	Land Use Pada Up Steam Daerah Studi	6
Tabel 2.2.	Temperatur Bulanan Rata-rata	7
Tabel 2.3.	Hujan Bulanan Rata-rata	8
Tabel 2.4.	GRDP dan Income Per Capita Jawa Tengah	9
Tabel 3.1.	Data Curah Hujan Harian Maksimum	15
Tabel 3.2.	Curah Hujan Harian Maksimum Untuk Sta. Clangap	18
Tabel 3.3.	Curah Hujan Harian Maksimum Untuk Sta. Karang- Kobar	19
Tabel 3.4.	Curah Hujan Harian Maksimum Untuk Sta. Wanayoso	20
Tabel 3.5.	Curah Hujan Harian Maksimum Untuk Sta. Pajawa- ran	21
Tabel 3.6.	Curah Hujan Harian Maksimum Rata-rata	22
Tabel 3.7.	Curah Hujan Harian Rata-rata Dengan Metode GUMBEL	25
Tabel 3.8.	Reduced Means Y in Gumbels Extreme Value Distribution	26
Tabel 3.9.	Reduced Standard Deviation in Gumbels Extreme Value Distribution	26
Tabel 3.10.	Hubungan Antara Periode T tahun dengan Yt & Xt	27
Tabel 3.11.	Tahapan Plotting Data pada Kertas Probabilitas Gumbel	30
Tabel 3.12.	Perhitungan Selisih Probabilitas	33
Tabel 3.13.	Harga Δ Kritis (Δ_{cr}) untuk Smirnov Kolmogorov Tes	35

Tabel 3.14.	Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman	38
Tabel 3.15.	Prosentase Hujan Jam-jaman	39
Tabel 3.16.	Distribusi Hujan Efektif Setiap Jam	41
Tabel 3.17.	Hasil Distribusi PMP	45
Tabel 3.18.	Tabel Harga Y pada methode Alexeyev untuk berbagai harga X dan λ	57
Tabel 3.19.	Unit Hidrograph Snyder-Alexeyev	58
Tabel 3.20.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 10 Th Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	59
Tabel 3.21.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 20 Th Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	60
Tabel 3.22.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 50 th Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	61
Tabel 3.23.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 100 th Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	62
Tabel 3.24.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 200 th Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	63
Tabel 3.25.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 500 th Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	64
Tabel 3.26.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 1000 th Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	65
Tabel 3.27.	Hidrograph Banjir Rencana untuk PMP Tanpa Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	66
Tabel 3.28.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 10 th Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	67
Tabel 3.29.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 20 th Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	69

Tabel 3.30.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 50 th Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	71
Tabel 3.31.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 100 th Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	73
Tabel 3.32.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 200 th Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	75
Tabel 3.33.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 500 th Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	77
Tabel 3.34.	Hidrograph Banjir Rencana untuk 1000 th Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	79
Tabel 3.35.	Hidrograph Banjir Rencana untuk PMP Dengan Base Flow Methode Snyder-Alexeyev	81
Tabel 3.36.	Hidrograph Banjir untuk 10 th Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	88
Tabel 3.37.	Hidrograph Banjir untuk 20 th Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	89
Tabel 3.38.	Hidrograph Banjir untuk 50 th Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	90
Tabel 3.39.	Hidrograph Banjir untuk 100 th Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	91
Tabel 3.40.	Hidrograph Banjir untuk 200 th Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	92
Tabel 3.41.	Hidrograph Banjir untuk 500 th Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	93
Tabel 3.42.	Hidrograph Banjir untuk 1000 th Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	94

Tabel 3.43.	Hidrograph Banjir Untuk PMP Tanpa Base Flow Methode Nakayatsu	95
Tabel 3.44.	Hidrograph Banjir Untuk 10 th Dengan Base Flow Methode Nakayatsu	96
Tabel 3.45.	Hidrograph Banjir untuk 20 th Dengan Base Flow Methode Nakayatsu.	98
Tabel 3.46.	Hidrograph Banjir untuk 50 th Dengan Base Flow Methode Nakayatsu	100
Tabel 3.47.	Hidrograph Banjir untuk 100 th Dengan Base Flow Methode Nakayatsu	102
Tabel 3.48.	Hidrograph Banjir untuk 200 th Dengan Base Flow Methoda Nakayatsu	104
Tabel 3.49.	Hidrograph Banjir untuk 500 thn Dengan Base Flow Methode Nakayatsu.	106
Tabel 3.50.	Hidrograph Banjir untuk 1000 th Dengan Base Flow Methode Nakayatsu.	108
Tabel 3.51.	Hidrograph Banjir untuk PMP Dengan Base Floe Methode Nakayatsu.	110
Tabel 3.52.	Perbandingan Perhitungan Hidrogaf banjir cara Nakayatsu dan Snyder - Alexeyev	112
Tabel 3.53.	Data Debit Bulanan Rata-rata Sungai Merawu	114
Tabel 3.54.	Perhitungan Debit Andalan Sungai Remawu.	116
Tabel 3.55.	Hasil Pengukuran Dan Analisa Suspendee Load	122
Tabel 3.56.	Hasil Perhitungan Perumusan Suspended Load Kali Merawu - Clangap.	123
Tabel 3.57.	Angkutan Suspended Load	126
Tabel 3.58.	Tabel Borrland and Muddock	127

Tabel 4.1.	Perhitungan Hubungan Antara Tinggi Muka Air Diatas Pelimpah Dengan Kapasitas Pelimpah.	145
Tabel 4.2.	Hubungan Antara Elevasi dan $S+Q/2 \cdot t$	147
Tabel 4.3.	Perhitungan Outflow Hidrograf dengan Inflow PMP	148
Tabel 4.4.	Hubungan antara Kedalaman Air di Terowongan Dengan Debit.	153
Tabel 4.5.	Hubungan Antara Elevasi, Outflow dan $(2S/t+Q)$	153
Tabel 4.6.	Perhitungan elevasi muka air tetinggi pada Tampungan Copperdam.	154
Tabel 5.1.	Perhitungan Kapasitas Waduk Maung	162
Tabel 5.2.	Perhitungan Kapasitas Waduk	166
Tabel 7.1.	Matrix Fischer and Davies	206

DAFTAR GAMBAR

Gambar	DAS Merawu	11
Gambar	Polygon Thiessen	12
Grafik	3.1. Extreme Probability Paper	31
Grafik	3.2. Hubungan Antara Km dengan Fungsi Durasi Hujan dan Rata-rata Hujan Maksimum Tahunan	46
Grafik	3.3. Adjustment dari rata-rata Hujan Tahunan maksimum dengan lamanya pencatatan data.	47
Grafik	3.4. Adjustment Dari Standart Deviasi Hujan Maksimum Tahunan Dengan Lamanya Pencatatan Data.	48
Grafik	3.5. Adjustment dari Rata-Rata dan Standart Deviasi Dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan	49
Grafik	3.6. Hubungan Antara Fixed Time Internal Adjustment Dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan.	50
Grafik	3.7. Hubungan Faktor Reduksi Luasan Dengan Durasi Hujan dan Luas Daerah Aliran.	51
Grafik	3.8. Hidrograph Banjir Rencana 10 Tahun (Methode Snyder-Alexeyev)	68
Grafik	3.8. Hidrograph Banjir Rencana 20 Tahun (Methode Snyder - Alexeyev)	70
Grafik	3.10. Hidrograph Banjir Rencana 50 Tahun (Metode Snyder - Alexeyev)	72
Grafik	3.11. Hidrograph Banjir Rencana 100 Tahun (Metode Snyder - Alexeyez)	74

Grafik 3.12	Hidrograph Banjir Rencana 200 Tahun (Metode Snyder - Alexeyez)	76
Grafik 3.13	Hidrograph Banjir Rencana 500 Tahun (Methode Snyder - Alexeyez)	78
Grafik 3.14	Hidrograph Banjir Rencana 1000 Tahun (Metode Snyder - Alexeyez)	80
Grafik 3.15	Hidrograph Banjir Rencana PMP (Metode Snyder - Alexeyez)	82
Grafik 3.16.	Hidrograph Banjir Rencana 10 Tahun (Metode Nakayatsu)	97
Grafik 3.17.	Hidrograph Banjir Rencana 20 Tahun (Metode Nakayatsu)	98
Grafik 3.18.	Hidrograph Banjir Rencana 50 Tahun (Metode Nakayatsu)	101
Grafik 3.19.	Hidrograph Banjir Rencana 100 Tahun (Metode Nakayatsu)	103
Grafik 3.20.	Hidrograph Banjir Rencana 200 Tahun (Metode Nakayatsu)	105
Grafik 3.21.	Hidrograph Banjir Rencana 500 Tahun (Metode Nakayatsu)	107
Grafik 3.22.	Hidrograph Banjir Rencana 1000 Tahun (Metode Nakayatsu)	109
Grafik 3.23.	Hidrograph Banjir Rencana PMP (Metode Nakayatsu)	111
Grafik 3.24.	Debit Andalan Sungai Merawu	117
Grafik 3.25.	Trap Efisiensi	131
Gambar	Spillway	144

Grafik	4.1.	Hubungan Antara H dan Q	146
Grafik	4.2.	Hubungan Hidrograph Q PMP dan Q Outflow Spillway	149
Grafik	5.1.	Lengkung Kapasitas Waduk	164
Grafik	5.2.	Grafik Hubungan Inflow - Outflow Komulatif	167
Gambar	8.1.	Bendungan Urugan	209
Gambar	8.2.	Intake Pressure Type	210
Gambar	8.3.	Intake Non Pressure Type	210
Gambar	8.4.	Pressure - shaft	211
Gambar	8.5.	Steel liners	211
Gambar	8.6.	Pipa pengaku untuk aliran Tekan	212
Gambar	8.7.	Burge Tank	212
Gambar	8.8.	Pekerjaan Sipil power house termasuk sub structure	213
Gambar	8.9	Peralatan Pembangkitan	213

B A B I

P E N D A H U L U A N

1.1. TINJAUAN UMUM

Kebutuhan listrik di Indonesia meningkat sangat pesat dari tahun ke tahun. Peningkatan tenaga dan daya yang di perlukan hampir 100 % setiap PELITA. Untuk memenuhi kebutuhan tersebut maka perlu dibangun pusat-pusat pembangkit tenaga listrik yang cukup memadai, dimana diperlukan sumber tenaga listrik primer yang diantaranya berasal dari minyak bumi, air, batubara dan sebagainya.

Karena keterbatasan sumber tenaga minyak bumi, maka pemanfaatan tenaga air menjadi penting. Hal ini sesuai dengan pola kebijaksanaan energi dari pemerintah yaitu mengadakan diversifikasi energi dengan pemanfaatan dan pengembangan sumber energi alam selain minyak bumi, sekaligus menunjang perbaikan konservasi air. Salah satu sumber daya air yang mempunyai potensi dikembangkan untuk berbagai keperluan itu, memanfaatkan sungai Merawu dengan panjang $\pm 40,00$ km dan mempunyai catchment area $\pm 213 \text{ km}^2$ untuk PLTA MAUNG yang lokasinya terletak di Kabupaten Banjarnegara.

1.2. LATAR BELAKANG

Study PLTA MAUNG ini dimaksud untuk memanfaatkan debit air sungai Merawu untuk menghasilkan energi listrik, sehingga debit tersebut tidak terbuang/ mengalir secara percuma, hal ini untuk memenuhi kebutuhan energi listrik yang semakin meningkat.

Berdasarkan catatan yang diperoleh dari PLN, bahwa beban puncak dan permintaan energi listrik di pulau Jawa untuk tahun mendatang diperkirakan jauh lebih meningkat, sedangkan pembangkit listrik yang ada masih belum memenuhi kebutuhan yang sudah ada.

Untuk selengkapnya dapat dilihat pada tabel sebagai berikut:

Tabel 1.1.

Perkiraan Kebutuhan Energi Listrik Di Pulau Jawa¹

Tahun	ENERGI (GWH)		Prosentase
	kapasitas yang ada	kebutuhan	
1988/89	28.144	27.997	0
1989/90	30.889	32.202	- 4%
1990/91	35.978	37.027	- 3%
1991/92	36.709	42.585	-14%
1992/93	44.122	48.971	-10%
1993/94	51.031	54.932	- 7%

Dari data diatas maka PLN harus bergerak cepat memperbesar kapasitas suplainya. Saat ini sistim jaringan listrik di Jawa dilayani oleh beberapa pusat pembangkit dan beberapa daya dihubungkan satu dengan yang lain (Interkoneksi). Demikian halnya dengan sistim jaringan daya pada PLTA Maung yang nantinya dapat memberi tambahan produksi daya listrik yang ada untuk memenuhi energi yang semakin meningkat saat ini dan mendatang.

1.3. MAKSUD DAN TUJUAN

Sesuai dengan latar belakang dan permasalahan tersebut diatas sebagai langkah awal guna merealisasi pemanfaatan aliran sungai Merawu untuk PLTA Maung, maka perlu kiranya diadakan Study tentang Pemanfaatan sungai Merawu untuk PLTA Maung, untuk :

1. memperoleh gambaran mengenai potensi tenaga air yang bisa di bangkitkan menjadi tenaga listrik.
2. Memperoleh gambaran mengenai fasilitas hidrolis yang di perlukan dalam usaha pembangkitan tenaga listrik.

1.4. RUANG LINGKUP PEMBAHASAN

Sesuai dengan tujuan study ini seperti yang telah disebutkan diatas maka dalam study ini akan dibahas hal-hal sebagai berikut:

1. Kondisi daerah study yang ditinjau berdasarkan letak geografi dan land use, sosial ekonomi.

2. Analisa hidrologi untuk memperoleh perkiraan air yang tersedia terutama pada musim kemarau, serta untuk memperoleh gambaran besarnya debit rencana.
3. Analisa sedimen untuk memperkirakan jumlah angkutan sedimen yang masuk kedalam waduk dan untuk memperkirakan umur dari bendungan.
4. Tinjauan Dam site atas pertimbangan topografi dan geologi, serta bangunan sarana pembangkit yang lain.
5. Pemilihan alternatif yang paling, menguntungkan dalam pengoperasian PLTA berdasarkan pertimbangan ekonomi seperti : Penentuan ketinggian maksimum dan ketinggian minimum operasi, pemilihan jam operasi.
6. Mengadakan analisa ekonomi dari PLTA Merawu.
7. Study tentang analisa dampak lingkungan ditinjau dari prarencana dan pasca pelaksanaan.

Dalam pembahasan ini akan dilakukan perhitungan-perhitungan berdasarkan rumus-rumus, anggapan-anggapan dan analisa yang lazim dipakai.

B A B II

KONDISI PROYEK

2.1. LOKASI DAN LAND USE

PLTA Maung adalah PLTA yang akan memanfaatkan aliran sungai Merawu, yang merupakan anak sungai dari sungai Serayu dan terletak di daerah Kabupaten Banjarnegara.

(lihat gambar 1).

Sungai Merawu yang catchment area $\pm 213 \text{ km}^2$ mengalir ke arah Selatan menuju ke sungai Serayu yang mengalir dari dataran tinggi Dieng dan bermuara di samudra Indonesia dekat Cilacap. Mata air dari sungai Merawu terletak diantara gunung Butak (ketinggian $\pm 2222 \text{ m}$ dari MAL) merupakan dataran tinggi. Sedangkan dibagian barat dari sungai Merawu terdapat sungai Pekajangan dan dibagian timur terdapat sungai Tulis.

Sebagaimana pulau Jawa umumnya kondisi sungai Merawu tidak berbeda dari sungai lain, yaitu penduduknya mempunyai mata pencarian petani yang merupakan sektor yang terpenting. Dari laporan Discription Serayu Project yang berdasarkan pada peta Land Use tahun 1975 yang diterbitkan Direktorat pertanian, tataguna tanah pada bagian upstream daerah study disajikan dalam tabel 2.1, sebagai berikut:

Tabel 2.1 : LAND USE PADA UP STREAM BAZZAH STUDY

NO	LAND USE	LUAS (km ²)	PROSENTASE (%)
1.	Desa, perbukitan	154,5	42
2.	Sawah 2 x panen	71,4	19,4
3.	Sawah 1 x panen	--	--
4.	Semak belukar	128,1	34,8
5.	Lain-lain	14,0	3,8
	Total	386,0	100,0

Sumber: Peta Land Use Jawa Tengah 1975.

2.2. METEO-HIDROLOGI

Kondisi iklim dari daerah aliran sungai Merawu (DAS Merawu) yaitu keadaan rata-rata didaerah penelitian temperatur bulan terdingin lebih besar 18°C, seperti yang terlihat pada data temperatur, tabel 2.2. dan curah hujan lebih dari 2.500 mm setahun, dapat dilihat pada tabel 2.3.

Tabel 2.2.: TEMPERATUR BULANAN RATA-RATA

Bulan	Temperatur Bulanan rata-rata (°C)	
	DAS Merawu	DAS Serayu-Banjarnegara
Januari	20,5	20,2
Pebruari	20,0	20,2
Maret	19,9	19,3
April	20,1	19,8
Mei	19,8	19,1
Juni	19,2	18,7
Juli	18,1	18,2
Agustus	18,0	18,0
September	18,8	18,5
Oktober	19,7	18,6
Nopember	20,3	20,4
Desember	20,0	20,1
Rata-rata	19,5	19,3

Sumber : Proyek Hidrologi Jawa Tengah.
 Perhitungan Temperatur Rata-rata DAS Merawu Clangap
 dan DAS Serayu Banjarnegara.

Tabel 2.3.: HUJAN BULANAN RATA-RATA

Bulan	Hujan Bulanan Rata-rata (mm)	
	DAS Merawu	DAS Serayu-Banjarnegara
Januari	508	538
Februari	429	441
Maret	466	514
April	299	415
Mei	176	283
Juni	81	143
Juli	61	113
Agustus	43	93
September	79	96
Oktober	239	245
Nopember	395	409
Desember	473	516

Sumber: Proyek Hidrologi Jawa Tengah.
Perhitungan Hujan Bulanan rata-rata DAS Merawu dan
DAS Serayu-Banjarnegara.

2.3. SOSIAL EKONOMI

Penduduk Kabupaten Banjarnegara yang khususnya pada daerah study padat penduduk dimana pertumbuhan rata-rata penduduk kabupaten Banjarnegara dari tahun 1980 sampai dengan 1985 sebagai berikut: 1,02 % ; 0,96 % ; 1,34 % ; 2,56 % ; 2,76 % ; 2,12 % .(sumber Biro Statistik Jawa Tengah masalah kependudukan). .

Untuk mengurangi laju penduduk tersebut, telah diadakan program Keluarga Berencana dan Transmigrasi penduduk ke pulau lain yang penduduknya masih jarang.

Pertumbuhan Gross Regional Domestic Product (GRDP) di Jawa Tengah pada tahun TH 1979-1982 adalah : 5% ; 8% ; 10% dimana sektor pertanian adalah yang terpenting kemudian diikuti sektor perdagangan. Prosentase pendapatan regional dari sektor pertanian dan perdagangan masing-masing 34,14% dan 21,17%.

Total GRDP dan Income percapita Propinsi Jawa Tengah dari tahun 1979-1982 dapat dilihat pada tabel 2.4.

Tabel 2.4. : GRDP DAN INCOME PER CAPITA JAWA TENGAH

ITEM	1979	1980	1981	1982
GRDP ($R_p \times 10^6$)	2845575,69	3741036,57	4994942,21	5726662,68
PENDUDUK ($\times 10^6$)	24694,00	25373,00	25756,00	26048,00
INCOME PER CAPITA (R_p)	115233,00	147443,00	193993,00	219950,00

Sumber : Biro Statistik Jawa Tengah.

B A B III

ANALISA HIDROLOGI

3.1 UMUM

Dalam perencanaan suatu Proyek PLTA diperlukan analisa hidrologi yang berfungsi untuk menganalisa kapasitas air yang terdapat di daerah pengaliran sungai dan menganalisa karakteristik debit banjir, musim terjadinya banjir dan periode ulang. Sehingga diperlukan beberapa data hidrologi untuk menunjang perencanaan tersebut yaitu :

- Data daerah pengaliran

Daerah pengaliran dan letak stasiun pencatat curah hujan dapat dilihat pada gambar 3.1.

Luas daerah pengaliran = 213,00 km²

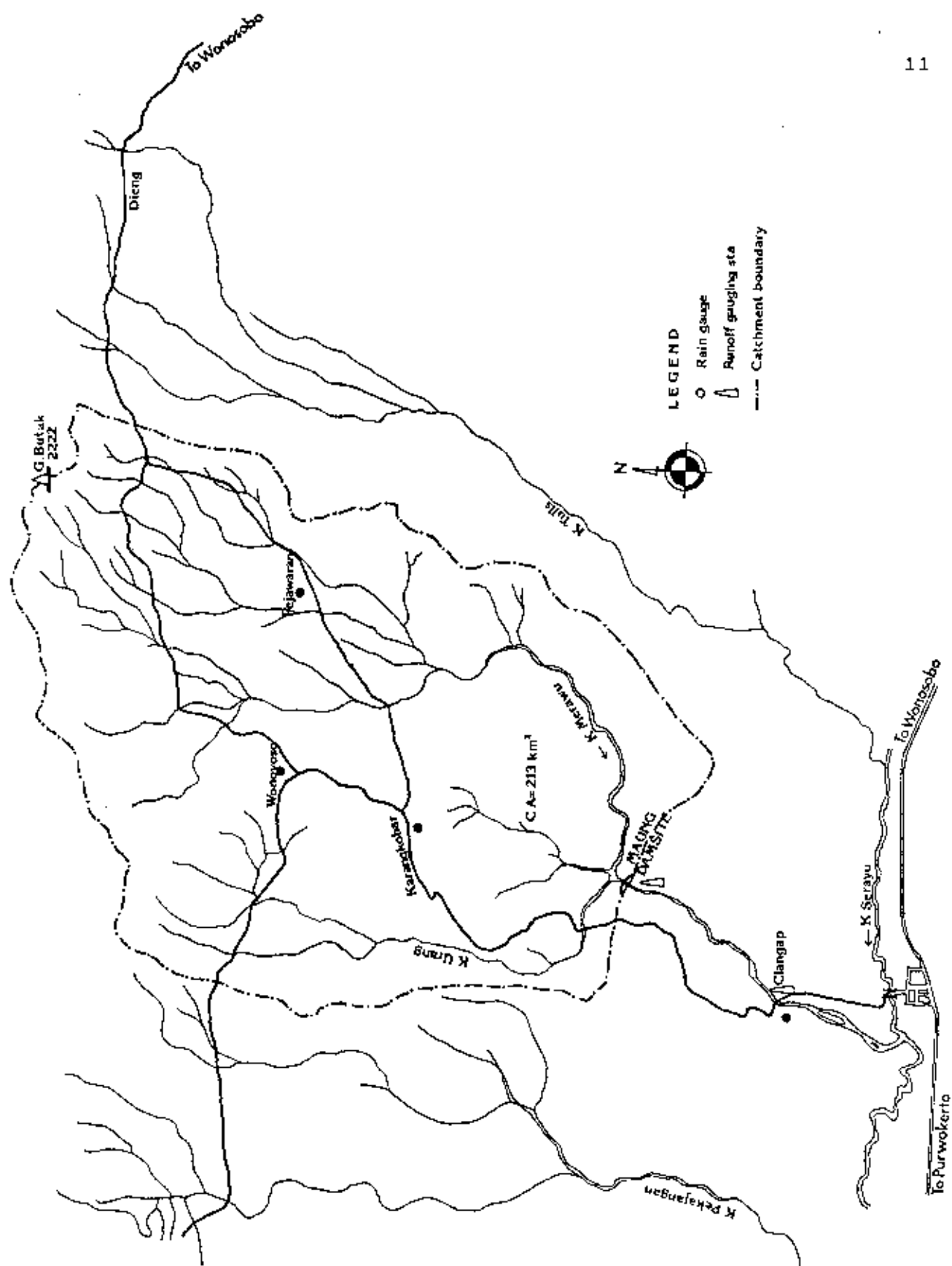
Panjang alur sungai = 40,00 km

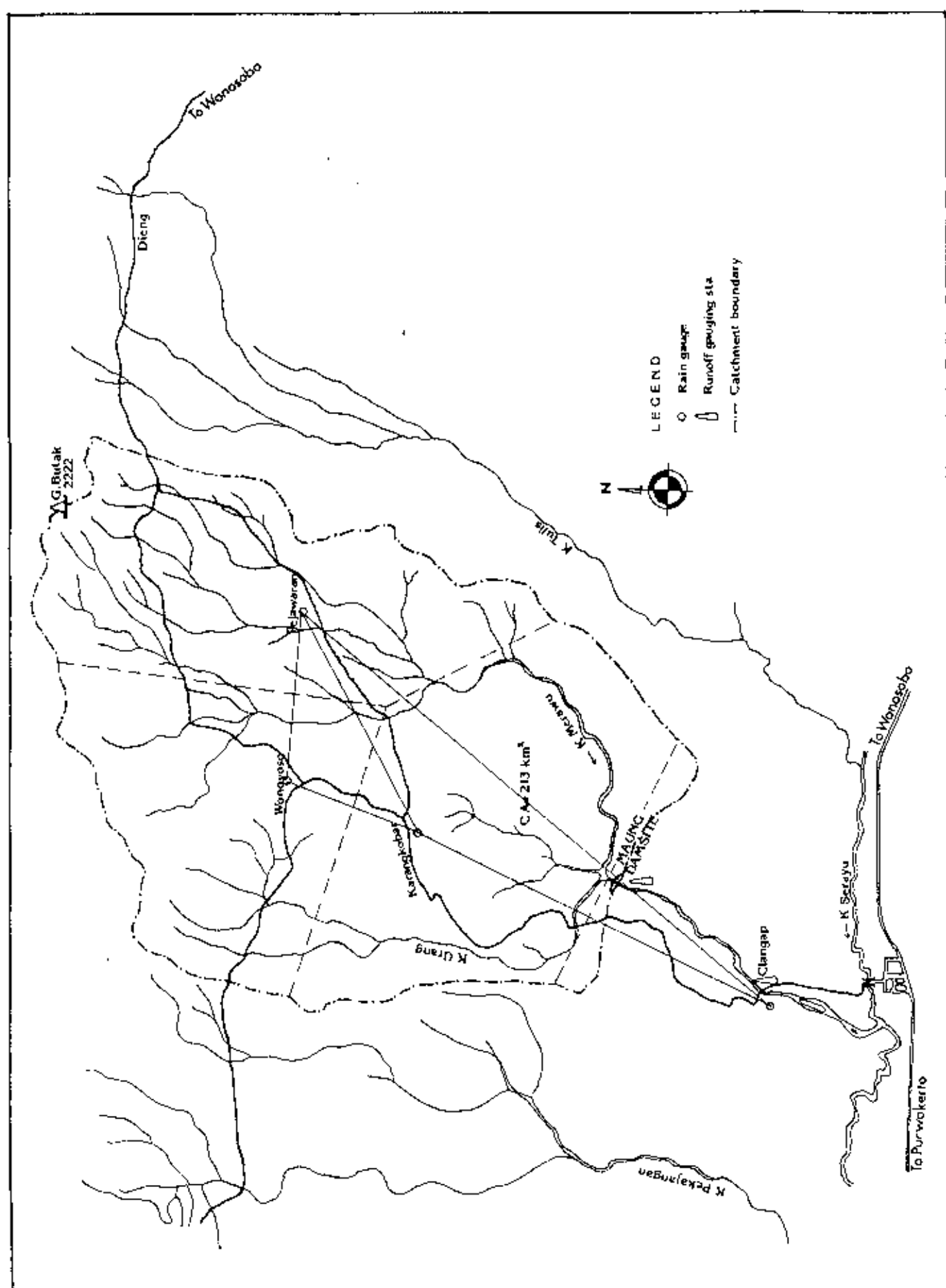
- Data curah hujan

Data yang diperlukan untuk analisa hidrologi pada daerah aliran sungai Merawu adalah curah hujan dari 4 (empat) stasiun dalam periode 1970-1990.

Dari ke empat stasiun penakar hujan yang ada, dapat di anggap mewakili curah hujan daerah aliran sungai Merawu masing-masing:

1. Stasiun Clangap
2. Stasiun Karangobar
3. Stasiun Wanayoso
4. Stasiun Pejawaran





3.2. ANALISA DATA HUJAN

Untuk menetapkan besarnya hujan rencana, diperlukan pengamatan hujan di daerah aliran sungai selama suatu periode yang cukup panjang. Salah satu cara untuk menetapkan besarnya hujan rencana adalah dengan mengadakan pengamatan mengenai besarnya hujan dalam satu hari, dua hari, tiga hari dan seterusnya tergantung pada tujuan penggunaannya.

Dari hasil pengamatan tersebut ditentukan masa periode ulang untuk masing-masing hujan dengan analisis probabilitas, yang selanjutnya untuk perencanaan bangunan-bangunan air. Untuk itu ditentukan hujan dalam satu hari (24 jam) dengan masa ulang tertentu.

Di dalam study ini data-data yang dapat dikumpulkan adalah data curah hujan harian maksimum dari 4 (empat) stasiun penakar hujan. Dapat dilihat pada tabel 3.1. dengan tanggal dan bulan terjadinya hujan maksimum dalam setahun.

3.2.1. Perhitungan curah hujan

Dengan mengadakan pengamatan mengenai besarnya hujan harian maksimum, maka akan didapatkan curah hujan harian rata-rata pada setiap stasiun pencatat hujan di seluruh daerah aliran sungai Merawu. Untuk mendapatkan curah hujan harian rata-rata diseluruh daerah aliran sungai Merawu digunakan metoda Polygon Thiessen.

Adapun langkah-langkah perhitungan metode Polygon Thiessen adalah sebagai berikut :

1. Stasiun-stasiun hujan terdekat dihubungkan sehingga membentuk garis segitiga.
2. Dari tiap sisi segitiga kemudian ditarik garis sumbu.
3. Daerah hujan untuk tiap-tiap stasiun hujan dibatasi oleh sumbu sisi-sisi segitiga yang membentuk segi banyak ini disebut segi banyak Thiessen.
4. Dari tiap-tiap segi banyak Thiessen tersebut kemudian dihitung luasnya sehingga terdapat luas daerah tiap-tiap stasiun hujan dan dinyatakan dalam km^2 . Luas masing-masing stasiun adalah :
 - Stasiun Clangap, luas = $9,159 \text{ km}^2$
 - Stasiun Karangobar, luas = $76,680 \text{ km}^2$
 - Stasiun Wanayoso, luas = $68,586 \text{ km}^2$
 - Stasiun Pejawaran, luas = $58,575 \text{ km}^2$

hal ini dapat di lihat pada gambar 3.2.

5. Prosentase luas total didapat dari hasil pembagian luas daerah tiap-tiap stasiun hujan dengan luas seluruh daerah aliran sungai Merawu dalam 100 % .

Dari pembagian luas, maka bobot luas masing-masing stasiun adalah :

- Stasiun Clangap = 4,3 %
- Stasiun Karangobar = 36,0 %
- Stasiun Wanayoso = 32,2 %
- Stasiun Pejawaran = 27,5 %

Tabel 3.1. : Data Curah Hujan Harian Maksimum

Tahun	Sta. Clangap	Sta. Karangobar	Sta. Manayoso	Sta. Pejawaran
Pengamat				
an	Tgl/Bln : Data	Tgl/Bln : Data	Tgl/Bln : Data	Tgl/Bln : Data
:	: (mm) :	: (mm) :	: (mm) :	: (mm) :
1970	7 Jan : 105	6 Jan : 95	18 Des : 132	14 Nop : 110
1971	22 Okt : 169	23 Mar : 98	13 Des : 88	20 Mar : 150
1972	17 Mar : 125	21 Okt : 86	24 Feb : 126	12 Des : 102
1973	3 Feb : 119	3 Feb : 140	1 Apr : 115	19 Feb : 125
1974	17 Okt : 138	4 Feb : 100	12 Okt : 55	11 Okt : 118
1975	4 Okt : 150	19 Nop : 101	12 Apr : 97	15 Mar : 98
1976	25 Feb : 133	12 Okt : 98	5 Jan : 123	18 Mar : 110
1977	8 Feb : 138	24 Jan : 125	27 Nop : 119	11 Feb : 71
1978	2 Okt : 85	2 Feb : 104	3 Apr : 145	21 Jun : 200
1979	25 Nop : 143	14 Jan : 73	8 Mei : 105	5 Apr : 80
1980	19 Apr : 121	27 Mei : 103	25 Jan : 150	22 Jan : 96
1981	29 Sep : 93	18 Apr : 115	23 Feb : 105	26 Des : 75
1982	27 Jan : 146	23 Des : 150	25 Feb : 104	25 Feb : 71
1983	1 Jan : 99	21 Okt : 81	13 Jan : 70	26 Mar : 90
1984	8 Des : 110	16 Apr : 130	28 Nop : 150	3 Apr : 75
1985	14 Okt : 116	5 Nop : 136	22 Feb : 73	10 Feb : 53
1986	16 Mar : 195	25 Mar : 128	25 Mar : 106	25 Mar : 220
1987	25 Des : 125	26 Jan : 119	25 Jan : 75	30 Nop : 108
1988	9 Jun : 103	7 Jan : 153	16 Jul : 49	6 Feb : 110
1989	3 Jan : 112	30 Okt : 160	2 Jun : 57	20 Jan : 64
1990	23 Nop : 108	26 Jan : 75	8 Mar : 68	26 Jan : 75
:	:	:	:	:

6. Curah hujan tiap-tiap stasiun didapat hasil perkalian prosentase luas total dengan curah hujan dan dinyatakan dalam mm.
7. Selanjutnya curah hujan rata-rata daerah tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\bar{R} = \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + \dots + A_n \cdot R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad [6]$$

$$\bar{R} = \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + \dots + A_n \cdot R_n}{A}$$

$$= w_1 \cdot R_1 + w_2 \cdot R_2 + \dots + w_n \cdot R_n$$

dimana :

A = luas daerah aliran (km^2)

$= A_1 + A_2 + \dots + A_n$

\bar{R} = curah hujan rata-rata maksimum (mm)

$= w_1 \cdot R_1 + w_2 \cdot R_2 + \dots + w_n \cdot R_n$

w_1 = koefisien Thiessen

$= A_1/A : w_2 = A_2/A : w_n = A_n/A$

$A_1 : A_2 : A_n$ = luas bagian daerah yang mewakili tiap-tiap titik pengamatan.

$R_1 : R_2 : R_n$ = curah hujan di tiap stasiun dan n adalah jumlah titik pengamatan.

8. Dalam perhitungan curah hujan rata-rata harian maksimum dari ke 4 stasiun ini dapat dilakukan dengan cara :

- Dengan menghitung curah hujan harian maksimum dari tiap-tiap stasiun sehingga stasiun lainnya mengikuti pada waktu sama, maka dapat diketahui total hujan terbesar yang terjadi dari keempat stasiun. Dari total hujan terbesar ini, diambil harga curah hujan yang terbesar diantara keempat stasiun tersebut. Untuk lebih jelas mengenai perhitungan dapat dilihat pada tabel 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6.

Tabel 3.2. Curah hujan harian maksimum untuk Sta. CLANGAP

Tahun	Tgl./Bln.	Sta. Clangap		Sta. Karangobar		Sta. Manayoso		Sta. Pejawaran		Total
		Data(mm)	0,043	Data(mm)	0,360	Data(mm)	0,322	Data(mm)	0,275	
1970	7 Jan	105	4,464	10	3,601	2	0,645	11	3,024	8,710
1971	22 Okt	169	7,184	21	7,563	30	9,673	45	12,371	24,420
1972	17 Mar	125	5,314	14	5,042	12	3,869	36	9,896	14,225
1973	3 Feb	119	5,059	140	50,420	85	27,407	17	4,673	82,885
1974	17 Okt	138	5,866	7	2,521	6	1,935	0	0,000	10,322
1975	4 Okt	150	6,377	67	24,129	41	13,220	1	0,275	43,726
1976	25 Feb	133	5,654	8	2,881	85	27,407	25	6,873	35,942
1977	8 Feb	138	5,866	0	0,000	4	1,290	6	1,649	7,156
1978	2 Okt	85	3,613	0	0,000	0	0,000	0	0,000	3,613
1979	25 Nop	143	6,079	30	10,804	0	0,000	0	0,000	16,883
1980	19 Apr	121	5,144	0	0,000	0	0,000	0	0,000	5,144
1981	29 Sep	93	3,953	21	7,563	0	0,000	15	4,124	11,516
1982	27 Jan	146	6,206	0	0,000	27	8,706	0	0,000	14,912
1983	1 Feb	99	4,208	0	0,000	10	3,224	61	16,769	7,433
1984	8 Des	110	4,676	34	12,245	9	2,902	15	4,124	19,823
1985	14 Okt	116	4,931	34	12,245	4	1,290	0	0,000	18,466
1986	16 Mar	195	8,289	0	0,000	3	0,967	0	0,000	9,257
1987	25 Des	125	5,314	4	1,441	0	0,000	0	0,000	6,754
1988	9 Jun	103	4,379	0	0,000	0	0,000	0	0,000	4,379
1989	3 Jan	112	4,761	0	0,000	7	2,257	13	3,574	7,018
1990	23 Nop	108	4,591	0	0,000	42	13,542	9	2,474	18,133

Tabel 3.3. Curah hujan harian maksimum untuk Sta. KARANGKOBAR

Tahun	Tgl./Bln.	Sta. Karangkoar		Sta. Ciangap		Sta. Wanayoso		Sta. Pejawan		Total
		Data(mm)	0,360	Data(mm)	0,043	Data(mm)	0,322	Data(mm)	0,275	
1970	6 Jan	95	4,038	91	32,773	38	12,252	43	11,821	49,064
1971	23 Mar	98	4,166	1	0,360	18	5,804	56	15,394	10,330
1972	21 Okt	86	3,656	1	0,360	11	3,547	0	0,000	7,563
1973	3 Feb	140	5,951	119	42,857	85	27,407	17	4,673	76,215
1974	4 Feb	100	4,251	32	11,524	25	8,061	23	6,323	23,856
1975	19 Nop	101	4,294	0	0,000	0	0,000	56	15,394	4,294
1976	12 Okt	98	4,166	32	11,524	7	2,257	0	0,000	17,947
1977	24 Jan	125	5,314	25	9,004	28	9,028	14	3,849	23,345
1978	2 Feb	104	4,421	27	9,724	49	15,799	58	15,944	29,944
1979	14 Jan	73	3,103	46	16,566	0	0,000	62	17,044	19,670
1980	27 Mei	103	4,379	0	0,000	25	8,061	9	2,474	12,439
1981	18 Apr	115	4,889	15	5,402	8	2,579	11	3,024	12,870
1982	23 Des	150	6,377	20	7,203	4	1,290	0	0,000	14,869
1983	21 Okt	81	3,443	0	0,000	0	0,000	19	5,223	3,443
1984	16 Apr	130	5,526	0	0,000	58	18,701	3	0,825	24,227
1985	5 Nop	136	5,781	11	3,962	0	0,000	0	0,000	9,743
1986	25 Mar	128	5,441	50	18,007	106	34,178	220	60,478	57,626
1987	26 Jan	119	5,059	30	10,804	0	0,000	39	10,721	15,863
1988	7 Jan	153	6,504	0	0,000	11	3,547	0	0,000	10,051
1989	30 Okt	160	6,802	57	20,528	0	0,000	40	10,996	27,330
1990	26 Jan	75	3,188	20	7,203	0	0,000	75	20,618	10,391

Tabel 3.4. Curah hujan harian maksimum untuk Sta. WANAYOSO

Tahun	Tgl./Bln.	Sta. Wanayoso		Sta. Diangap		Sta. Karangobar		Sta. Pejawaran		Total
		Data(mm)	0,322	Data(mm)	0,043	Data(mm)	0,360	Data(mm)	0,275	
1970	18 Des	132	5,611	7	2,521	24	7,738	0	0,000	15,871
1971	13 Des	88	3,741	78	28,091	66	21,280	1	0,275	53,112
1972	24 Feb	126	5,356	50	18,007	7	2,257	11	3,024	25,620
1973	1 Apr	113	4,889	0	0,000	3	0,967	0	0,000	5,856
1974	12 Okt	55	2,338	75	27,011	35	11,285	19	5,223	40,634
1975	12 Apr	97	4,123	0	0,000	20	6,449	0	0,000	10,572
1976	5 Jan	123	5,229	57	20,528	24	7,738	32	8,797	33,495
1977	27 Nop	119	5,059	0	0,000	1	0,322	0	0,000	5,381
1978	3 Apr	145	6,164	55	19,808	5	1,612	0	0,000	27,584
1979	8 Mei	105	4,464	125	45,018	0	0,000	0	0,000	49,481
1980	25 Jan	150	6,377	13	4,682	17	5,481	20	5,498	16,540
1981	23 Feb	105	4,464	36	12,965	27	8,706	6	1,649	26,134
1982	25 Feb	104	4,421	108	38,895	0	0,000	71	19,518	43,316
1983	13 Jan	70	2,976	0	0,000	0	0,000	76	20,892	2,976
1984	28 Nop	150	6,377	0	0,000	42	13,542	60	16,494	19,919
1985	22 Feb	73	3,103	46	16,566	0	0,000	31	8,522	19,670
1986	25 Mar	106	4,506	50	18,007	128	41,271	220	60,478	63,784
1987	25 Jan	75	3,188	40	14,406	7	2,257	0	0,000	19,851
1988	16 Jul	49	2,083	0	0,000	7	2,257	41	11,271	4,340
1989	2 Jun	57	2,423	25	9,004	0	0,000	0	0,000	11,427
1990	8 Mar	68	2,891	0	0,000	0	0,000	10	2,749	2,891

Tabel 3.5. Curah hujan harian maksimum untuk Sta. PEJAWARAN

Tahun	Tgl./Bln.	Sta. Pejawaran		Sta. Clangap		Sta. Karangobar		Sta. Manayoso		Total
		Data(mm)	0,275	Data(mm)	0,043	Data(mm)	0,360	Data(mm)	0,322	
1970	14 Nop	110	4,676	21	7,563	15	4,836	45	14,509	17,075
1971	20 Mar	150	6,377	38	13,685	38	12,252	31	9,995	32,314
1972	12 Des	102	4,336	107	38,535	75	24,182	33	10,640	67,053
1973	19 Feb	125	5,314	69	24,850	33	10,640	5	1,612	40,804
1974	11 Okt	118	5,016	50	18,007	45	14,509	25	8,061	37,533
1975	15 Mar	98	4,166	32	11,524	72	23,215	69	22,248	38,905
1976	18 Mar	110	4,676	38	13,685	54	17,411	45	14,509	35,773
1977	11 Feb	71	3,018	119	42,857	101	32,565	53	17,089	78,440
1978	21 Jun	200	8,502	25	9,004	39	12,575	0	0,000	30,080
1979	5 Apr	80	3,401	16	5,762	25	8,061	11	3,547	17,224
1980	22 Jan	96	4,081	10	3,601	35	11,285	0	0,000	18,967
1981	26 Des	75	3,188	0	0,000	0	0,000	107	34,500	3,188
1982	25 Feb	71	3,018	108	38,895	0	0,000	104	33,533	41,913
1983	26 Mar	90	3,826	5	1,801	0	0,000	15	4,836	5,627
1984	3 Apr	75	3,188	30	10,804	31	9,995	36	11,607	23,988
1985	10 Feb	53	2,253	6	2,161	0	0,000	12	3,869	4,414
1986	25 Mar	220	9,352	50	18,007	128	41,271	106	34,178	68,630
1987	30 Nop	108	4,591	87	31,332	0	0,000	0	0,000	35,923
1988	6 Feb	110	4,676	0	0,000	0	0,000	10	3,224	4,676
1989	20 Jan	64	2,721	25	9,004	11	3,547	10	3,224	15,271
1990	26 Jan	75	3,188	6	2,161	0	0,000	0	0,000	5,349

h2

Tabel 3.36.

Curah hujan harian maksimum rata-rata

No.	Tahun	Tgl./Bln.	Total (mm)
1	1970	6 Jan	49,064
2	1971	13 Des	53,112
3	1972	12 Des	67,053
4	1973	3 Feb	82,885
5	1974	12 Okt	40,634
6	1975	4 Okt	43,726
7	1976	25 Feb	35,942
8	1977	11 Feb	78,440
9	1978	21 Jun	30,080
10	1979	8 Mei	49,481
11	1980	22 Jan	18,967
12	1981	23 Feb	26,134
13	1982	25 Feb	43,316
14	1983	1 Feb	7,433
15	1984	16 Apr	24,227
16	1985	22 Feb	19,670
17	1986	25 Mar	63,784
18	1987	30 Nop	35,923
19	1988	7 Jan	10,051
20	1989	30 Okt	27,330
21	1990	23 Nop	18,133

3.2.2. Perhitungan curah hujan harian maksimum dengan metode Gumbel

Rumus yang digunakan :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n}$$

$$X_T = \frac{1}{a} Y_t + b$$

$$Y_t = - \ln \left| \ln \left[\frac{T}{T-1} \right] \right|$$

$$b = \bar{X} - \left(\frac{Y_n}{a} \right)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

$$1/a = \frac{S}{S_n}$$

Dimana :

\bar{X} = nilai rata-rata dari hasil pengamatan (mm)

X = data curah hujan (mm)

Y_n = parameter untuk n tahun pengamatan

X_T = kemungkinan banjir untuk periode T tahun

Y_t = reduced variate yang merupakan fungsi dari masa ulang T

S = standart deviasi dari data pengamatan

S_n = standart deviasi dari parameter

n = banyaknya data pengamatan

$a; b$ = koefisien korelasi

dari perhitungan didapat :

untuk $n = 21$

$$\Sigma X = 825,385$$

$$X^2 = 41.438,843$$

$$\bar{X} = \frac{\Sigma X}{n} = \frac{825,385}{21} = 39,304$$

$$S = \sqrt{\frac{9220,836}{21-1}}$$

$$= 21,472$$

Dari tabel Gumbel (tabel 3.8 dan 3.9), dengan harga $n = 21$ didapat :

$$S_n = 1,0696$$

$$Y_n = 0,5252$$

$$\frac{1}{a} = \frac{S}{S_n} = \frac{21,472}{1,0696} = 20,075$$

$$a = 0,0498$$

$$b = 39,304 - \left(\frac{0,5252}{0,0498} \right)$$

$$= 28,758$$

Persamaan menjadi :

$$\begin{aligned} X_T &= -\frac{1}{a} \times Y_t + b \\ &= 20,075 \times Y_t + 28,758 \end{aligned}$$

misal untuk periode ulang 20 tahun :

$$\begin{aligned} Y_t &= -\ln \left| \ln \left[-\frac{20}{20-1} \right] \right| \\ &= 2,9702 \end{aligned}$$

h:2 Tabel 3.7

Darah hujan harian rata-rata
dengan Metode GUMBEL

No.	Tahun	X [mm]	X ² [mm]
1	1973	82,885	6.869,923
2	1977	78,440	6.152,834
3	1972	67,053	4.496,105
4	1986	63,784	4.068,399
5	1971	53,112	2.820,885
6	1979	49,481	2.448,369
7	1970	49,064	2.407,276
8	1975	43,726	1.911,963
9	1982	43,316	1.876,276
10	1974	40,634	1.651,122
11	1976	35,942	1.291,827
12	1987	35,923	1.290,462
13	1978	30,080	904,806
14	1989	27,330	746,929
15	1981	26,134	682,986
16	1984	24,227	586,948
17	1985	19,670	386,909
18	1980	18,967	359,747
19	1990	18,133	328,806
20	1988	10,051	101,023
21	1983	7,433	55,249
Total		825,385	41.438,843

Dengan cara yang sama di dapat seperti tabel 3.10 berikut ini :

Tabel 3.10 : Hubungan antara Periode T tahun dengan Y_t dan X_t

No	Periode ulang	Y_t	X_t
1	10	2.2504	73,935
2	20	2.9702	88.385
3	50	3,9019	107,089
4	100	4.6002	121,107
5	200	5.2958	135,071
6	500	6.2136	153,496
7	1000	6.9073	167,422

3.2.3. Uji kesesuaian data hujan dengan Smirnov - Kolmogorov test

Maksud dari pemeriksaan uji kesesuaian terhadap data curah hujan adalah untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa, dalam hal ini adalah hipotesa distribusi frekwensi Gumbel. Hujan yang jatuh selalu merupakan kejadian yang berfrekwensi, sehingga

frekwensi kejadian hujan tersebut akan di analisa secara statistik. Untuk itu perlu di test apakah distribusi hujan tersebut akan mengikuti pola distribusi Gumbel, sehingga digunakan test uji Smirnov-Kolmogorov test.

Dengan test uji ini akan dapat diketahui :

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa diterima atau ditolak.

Untuk mengadakan uji pemeriksaan uji tersebut terlebih dahulu diadakan plotting dari data hasil pengamatan pada kertas probabilitas Gumbel dan garis durasi yang sesuai.

Plotting data dan garis durasi pada kertas probabilitas Gumbel dilakukan tahapan sebagai berikut :

1. Menyusun atau meranking kembali data curah hujan maksimum harian rata-rata tahunan dari kecil sampai yang besar.
2. Probabilitas dihitung dengan persamaan Weibull :

$$P = \frac{100m}{n+1} (\%)$$

dimana :

P = Probabilitas (%)

m = Nomor urut dari data seri yang telah diurut

n = Besarnya sample (jumlah data)

3. Plot data curah hujan (X_i) dengan probabilitas (P) pada kertas probabilitas Gumbel, seperti grafik 3.1.

4. Plot persamaan :

$$X_T = 20,075 \times Y_t + 28,758$$

Dengan mensubstitusikan 2 harga Y_t maka dapat ditarik garis durasinya sebagai berikut :

$$X_T = 7,433 \longrightarrow Y_t = -1,06$$

$$X_T = 82,885 \longrightarrow Y_t = 2,70$$

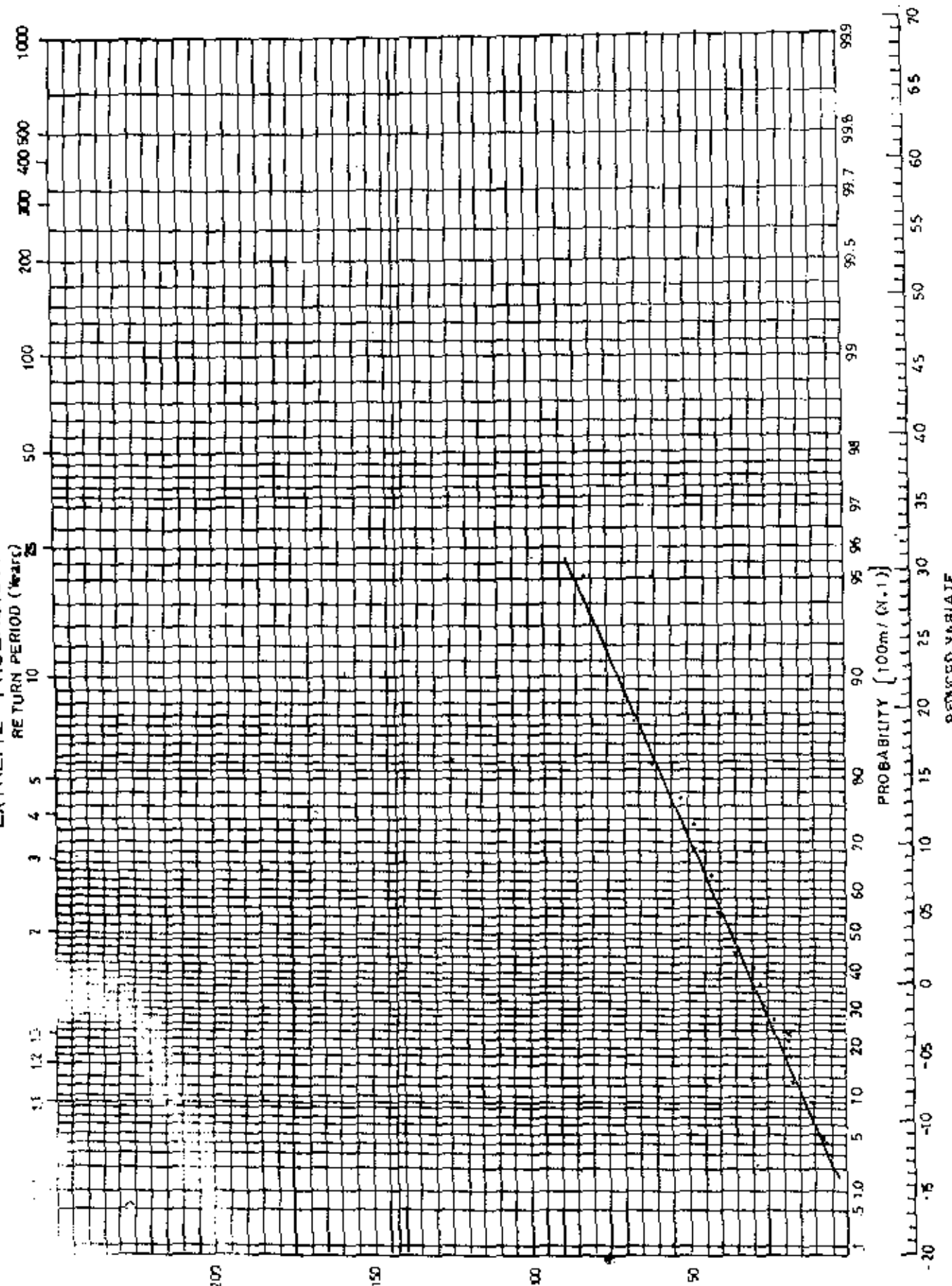
5. Hubungan antara data curah hujan maksimum daerah (X1) dengan distribusi teoritis dicari probabilitas dengan cara grafis.
6. Dicari selisih probabilitas (Δ) yang terbesar antara probabilitas dari distribusi empiris dan distribusi teoritis.

tabel 3.11.

Tahapan plotting data pada kertas probabilitas normal

No	Data X1 (mm)	$P = \frac{100m}{n+1}$ (%)
1	7,433	4,545
2	10,051	9,091
3	18,133	13,636
4	18,967	18,182
5	19,670	22,727
6	24,227	27,273
7	26,134	31,818
8	27,530	36,364
9	30,080	40,909
10	35,923	45,455
11	35,842	50,000
12	40,634	54,545
13	43,316	59,091
14	43,726	63,636
15	49,064	68,182
16	49,481	72,727
17	53,112	77,273
18	63,784	81,818
19	67,053	86,364
20	78,440	90,909
21	82,885	95,455

Grafik 3.1. U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE WEATHER BUREAU
EXTREME PROBABILITY PAPER



Untuk dapat mengetahui apakah data hujan tersebut sesuai dengan penyebaran distribusi Gumbel, maka diperhitungkan bila $\Delta < \Delta_{\text{critis}}$ berarti hipotesa diterima atau data yang digunakan berdistribusi secara Gumbel.

Dengan diketahui banyaknya data $n = 21$ dan ditentukan taraf signifikansi $\alpha = 5\%$ (diambil) artinya kira-kira 5 dari tiap 100 kesimpulan yang diperoleh itu ditolak, atau 95% yakin data dapat diterima.

Dari tabel critical value (Δ_{cr}) yaitu tabel 3.13 untuk

$$\begin{array}{l} n = 21 \\ \alpha = 5\% \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} n = 21 \\ \alpha = 5\% \end{array}} \right\} \Delta_{\text{cr}} = 0,286$$

Selanjutnya hasil perhitungan dapat disusun seperti tabel 3.12, maka diperoleh perbedaan atau selisih antara distribusi empiris dan distribusi teoritis.

Table 3.12
Fertilizer application probabilities

No	Data X1 (mm)	Pro. dist empiris (%)	Pro dist teoritis (%)	A (%)
1	7,433	4,545	4,000	0,545
2	10,051	9,091	7,500	1,591
3	18,133	13,636	14,400	0,764
4	18,967	18,182	16,000	2,182
5	19,670	22,727	20,500	2,227
6	24,227	27,273	24,700	2,573
7	26,134	31,818	30,000	1,818
8	27,330	36,364	32,200	4,164
9	30,080	40,909	37,500	3,409
10	35,923	45,455	46,000	1,455
11	35,942	50,000	50,000	0
12	40,634	54,545	56,000	1,455
13	43,316	59,091	60,000	0,909
14	43,726	63,636	62,500	1,136
15	49,064	68,182	68,000	0,182
16	49,481	72,727	69,500	3,227
17	53,112	77,273	74,000	3,273
18	63,784	81,818	83,000	1,182
19	67,053	86,364	87,000	0,636
20	78,440	90,909	92,500	1,591
21	82,885	95,455	94,400	1,055

Dari melihat perbedaan (Δ) probabilitas antara distribusi empiris dan distribusi teoritis, maka didapat Δ terbesar = 4,164% = 0,04164 < Δ_{cr} = 0,286.

Kesimpulan :

Hipotesa Gumbel dapat diterima atau data hujan terdistribusi secara Gumbel.

Tabel 3.13.: Harga Δ kritis (Δ_{cr}) Untuk Smirnov-Kolmogorov Test *

$n \backslash \alpha$	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n > 50$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

Sumber : M.M.A. Shakin, Statistical Analysis in Hydrology, Volume 2, 1976, Delft Netherland.

3.2.4. Perhitungan Distribusi Curah Hujan

Hujan yang menghasilkan banjir dengan periode ulang tertentu diperoleh dari analisa hujan rencana, sehingga dengan adanya hujan rencana tersebut hanya akan didapat tebal hujan harian maksimum yang jatuh selama 24 jam. Dengan demikian perlu adanya distribusi menurut durasi jatuhnya, sehingga diperoleh tebal hujan dari waktu ke waktu dilakukan berdasarkan pola penyebaran hujan.

Dalam perhitungan banjir, distribusi hujan efektif tiap hari dianggap merupakan hujan terpusat 5 jam tiap harinya.

Perhitungan curah hujan tiap harinya dihitung dengan metode Rasional sebagai berikut :

- Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke T dengan rumus :

$$R_T = R_0 \times \left(-\frac{5}{T}\right)^{2/3}$$

Dimana :

R_T = rata-rata curah hujan dari awal sampai dengan jam ke T.

$$R_0 = \frac{R_{24}}{5}$$

T = waktu hujan dari awal sampai jam ke T.

R_{24} = hujan harian efektif dalam waktu 24 jam (mm/jam).

5 = asumsi hujan terpusat selama 5 jam per hari.

Sehingga didapat perhitungan sebagai berikut :

$$R_1 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(-\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 0,5848 R_{24}$$

$$R_2 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(-\frac{5}{2}\right)^{2/3} = 0,3684 R_{24}$$

$$R_3 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(-\frac{5}{3}\right)^{2/3} = 0,2811 R_{24}$$

$$R_4 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(-\frac{5}{4}\right)^{2/3} = 0,2321 R_{24}$$

$$R_5 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(-\frac{5}{5}\right)^{2/3} = 0,2000 R_{24}$$

- Perhitungan curah hujan pada jam ke T dengan rumus

$$R_T = t \times R_t - (t-1) \times R_{(t-1)}$$

Dimana :

R_T = besarnya curah hujan pada jam ke T (mm)

t = waktu hujan dari awal sampai jam ke T (jam)

R_t = rata-rata curah hujan dari awal sampai dengan jam ke T (jam).

$R_{(t-1)}$ = rata-rata curah hujan dari awal sampai dengan jam ke T (jam).

Sehingga perhitungan distribusi curah hujan jam-jaman dapat dilihat pada tabel 3.14.

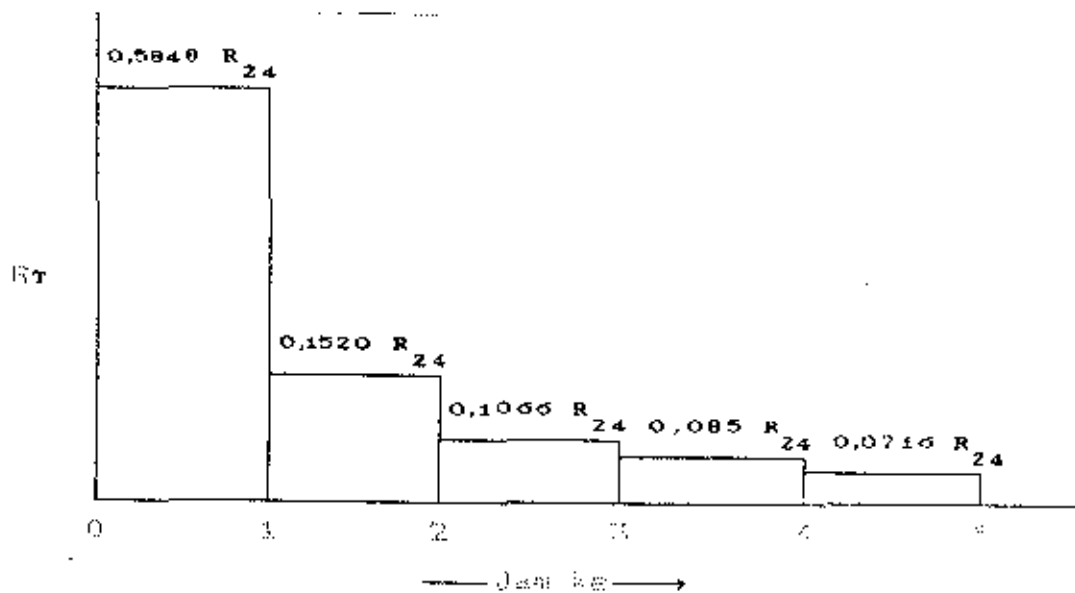
tabel 3.14.

Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

jam Ke T	R_T	$R_{(t-1)}$	$R_T = t.R_t - (t-1).R_{(t-1)}$
0 - 1	$0,5848 R_{24}$	0	$0,5848 R_{24}$
1 - 2	$0,3684 R_{24}$	$0,5848 R_{24}$	$0,1520 R_{24}$
2 - 3	$0,2811 R_{24}$	$0,3684 R_{24}$	$0,1066 R_{24}$
3 - 4	$0,2321 R_{24}$	$0,2811 R_{24}$	$0,0850 R_{24}$
4 - 5	$0,20 R_{24}$	$0,2321 R_{24}$	$0,0716 R_{24}$

gambar 3.3.

Distribusi curah hujan Jam-Jaman



tabel 3.15.

Precentage hujan Jam-jaman

NO	jam Ke	Prosentase (%)
1	0 - 1	58,48
2	1 - 2	15,20
3	2 - 3	10,66
4	3 - 4	8,50
5	4 - 5	7,16

3.2.5. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel dari kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh pada daerah tersebut. Faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya koefisien pengaliran pada kondisi daerah pengaliran adalah :

- Keadaan hujan
- Luas dan bentuk daerah aliran
- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Besarnya laju infiltrasi dan perkolasi tanah
- Kebasahan tanah
- Suhu udara dan angin serta evaporasi
- Tata guna lahan

Setelah dilakukan penyelidikan oleh P.U Pengairan Bagian Serayu Hulu Banjarnegara terhadap beberapa faktor tersebut di atas dengan daerah aliran sungai Merawu dimana merupakan bagian dari daerah aliran sungai Serayu, diambil koefisien pengaliran 0,47.

3.2.8. Distribusi Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah curah hujan yang menyebabkan aliran secara langsung, sehingga curah hujan yang jatuh pada daerah aliran selain mengalir sebagai aliran permukaan juga mengalami resapan (infiltrasi), evaporasi dan evapotranspirasi.

Untuk menghitung besarnya curah hujan efektif digunakan perumuaan sebagai berikut :

$$R_{eff} = \alpha R_t$$

dimana :

R_{eff} = curah hujan efektif dalam waktu 24 jam (mm)

α = koefisien pengaliran

R_t = curah hujan rata-rata daerah pengaliran (mm)

tabel 3.16.

Distribusi Hujan Efektif setiap jam

		periode ulang (tahun)						
		10	20	50	100	200	500	100
prob. hujan harian (mm)		79,095	88,985	107,089	121,107	135,071	159,496	167,42
koef. pengaliran		0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
hujan efektif (mm)		34,749	41,541	50,992	57,042	69,489	72,149	78,68
vaktu (jam)	ratio %							
1	58,48	20,921	24,299	29,434	33,358	37,125	42,189	46,01
2	15,20,	5,282	6,314	7,650	8,670	9,649	10,966	11,96
3	10,66	3,704	4,428	5,365	6,086	6,767	7,690	8,98
4	8,50	2,954	3,531	4,278	4,849	5,396	6,132	6,68
5	7,16	2,488	2,974	3,604	4,084	4,545	5,165	5,69

3.2.7. Curah Hujan Terbesar Yang Mungkin Terjadi

Curah hujan yang terbesar yang mungkin terjadi di suatu daerah aliran sungai dalam suatu periode tertentu merupakan data yang untuk menaksir besarnya Probable Maksimum Discharge. Besarnya Banjir yang akan terjadi untuk periode tertentu perlu diketahui guna menjaga keamanan, efisiensi dan umur bendungan, sehingga analisa PMP ini diperlukan sebagai kontrol terhadap analisa banjir rencana dengan periode tertentu pula.

Cara yang terbaik untuk menaksir besarnya PMP adalah dengan melakukan analisa data dari keadaan curah hujan di suatu daerah aliran sungai. Dalam hal ini, besarnya PMP ditaksir dengan cara dari Hersfield, adapun caranya sebagai berikut :

$$X_{PMP} = \bar{X}_n + k_m \times S_{xn}$$

dimana :

- X_{PMP} = curah hujan maksimum yang mungkin terjadi (mm)
- \bar{X}_n = curah hujan maksimum rata-rata (mm)
- k_m = faktor frekwensi yang diperoleh dari grafik 3.2.
- S_{xn} = standart deviasi

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Dari perhitungan curah hujan harian maksimum pada tabel 3.7., sehingga didapat :

$$n = 21$$

$$\bar{X}_n = 38,304$$

$$S_{xn} = 21,472$$

2. Menghitung harga \bar{x}_n :

$$\bar{x}_n = 39,30$$

Durasi pencatatan hujan = 24 jam

Dari grafik 3.2. diperoleh harga $\bar{x}_m \approx 18$

3. Menghitung faktor koreksi \bar{x}_n dan $S_{\bar{x}_n}$

m = harga terbesar dari data curah hujan
 $= 82,885$

$\bar{x}_{(n-m)}$ = dari data pada tabel 3.7. setelah dikurangi dengan curah hujan terbesar sehingga perhitungannya didapat :

$$\bar{x}_{(n-m)} = 37,125$$

$$\Sigma x = 825,39$$

$$\frac{\bar{x}_{(n-m)}}{\bar{x}} = \frac{37,125}{39,30} = 0,94$$

- untuk curah hujan rata-rata (\bar{x}_n)

Dari grafik 3.3 dan dengan $n = 21$, maka didapatkan faktor perataan (Adjustment Factor) yaitu $\bar{x}_n = 98,4 \%$

Dan dengan grafik 3.5. akan didapat pula suatu harga $\bar{x}_n = 101,8 \%$

Maka besarnya \bar{x}_n yang telah terkoreksi adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\bar{x}_n &= 39,30 + 0,984 \times 1,017 \\ &= 39,33\end{aligned}$$

- Menghitung Adjustment factor S_n (faktor perataan S_n)

$$\frac{S_x(n-m)}{S_{xn}} = \frac{19,329}{21,21} = 0,91$$

dengan $n = 21$ dan grafik 3.4. maka didapatkan faktor perataan $S_{xn} = 105\%$.

Sedangkan dari grafik 3.5. didapat pula harga Adjustment factor $S_{xn} = 107,4\%$.

maka besarnya harga S_{xn} setelah terkoreksi adalah

$$\begin{aligned} S_{xn} &= 21,21 \cdot 1,05 \cdot 1,074 \\ &= 23,92 \end{aligned}$$

4. Menghitung harga PMP (terpusat) dari rumus Hersfield:

$$X_{PMP} = \bar{X}_n + k_m \cdot S_{xn}$$

$$k_m = 18$$

$$\begin{aligned} X_{PMP} &= 39,33 + 18 \cdot 23,92 \\ &= 469,890 \text{ mm} \end{aligned}$$

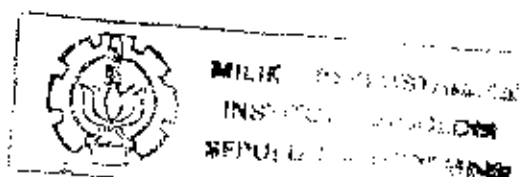
5. Menghitung faktor koreksi PMP

Luas daerah pengaliran = 213 km^2 durasi pencatatan hujan 24 jam dari grafik 3.7. didapat harga PMP = 93 %

Sedangkan dari grafik 3.6. dan durasi pencatatan hujan selama 24 jam, akan didapat faktor perataan untuk harga PMP = 100,6 %

Maka besarnya PMP yang terkoreksi adalah :

$$\begin{aligned} X_{PMP} &= 469,890 \times 0,93 \times 1,006 \\ &= 439,620 \text{ mm} \end{aligned}$$



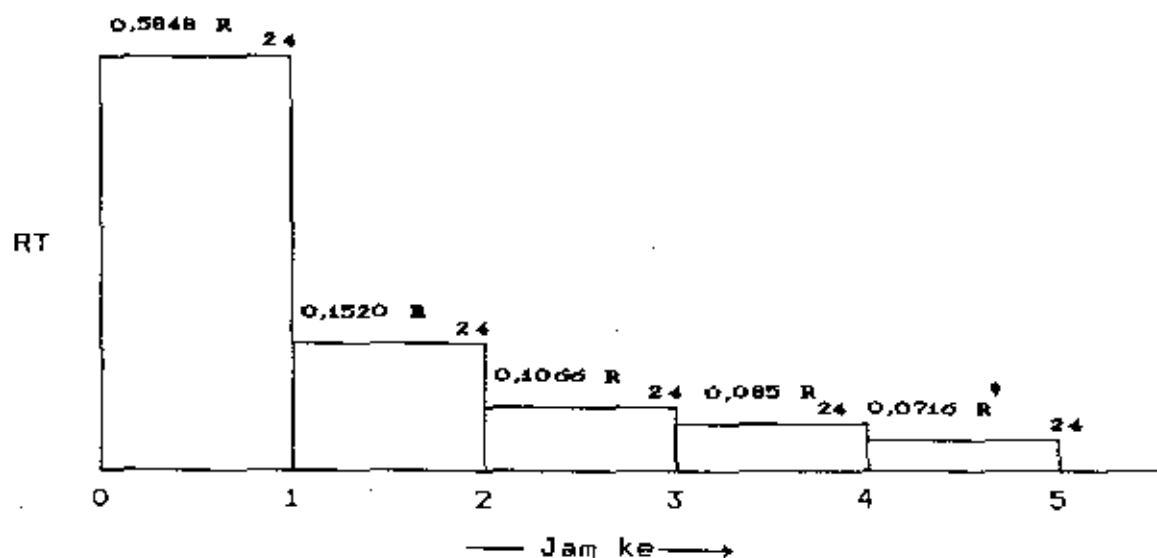
TABEL 3.17.

HASIL DISTRIBUSI PMP

Hujan PMP [mm]	= 439,620
Koefisien pengaliran	= 47 %
Hujan efektif [mm]	= 206,621

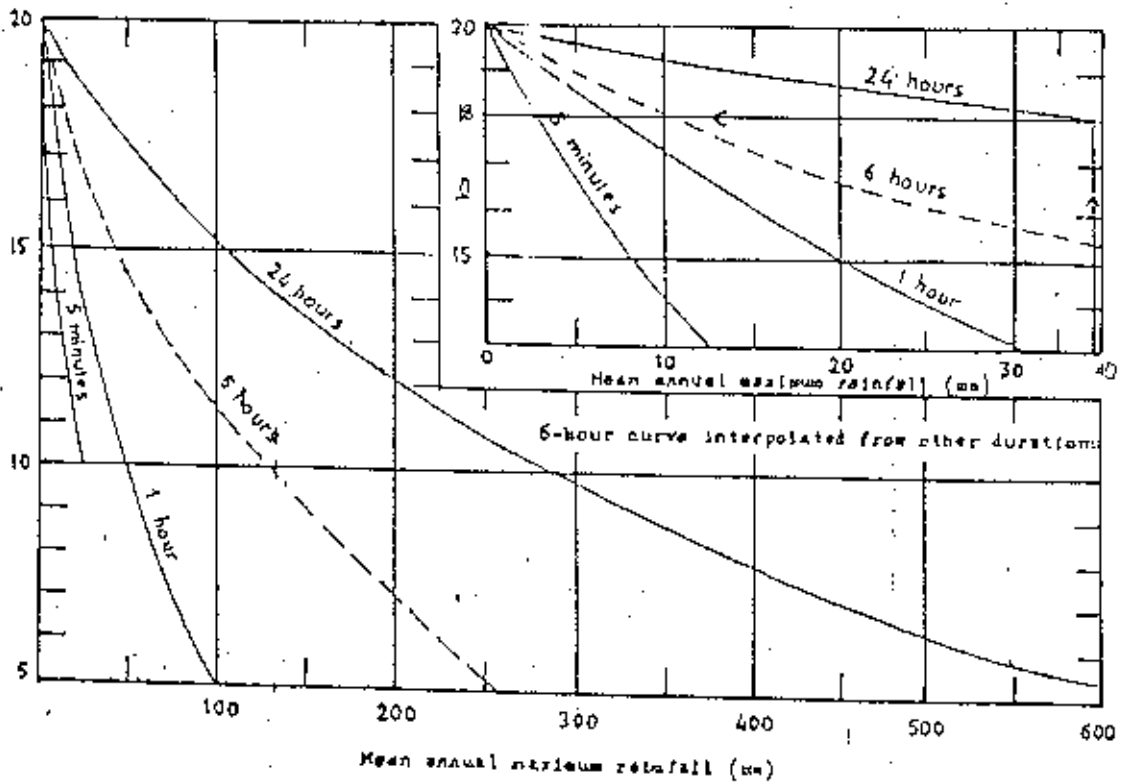
Hujan [jam]	Distribusi [%]	Tinggi hujan [mm]
0 - 1	58,48	120,832
1 - 2	15,20	31,406
2 - 3	10,66	22,026
3 - 4	8,50	17,563
4 - 5	7,16	14,794

DISTRIBUSI CURAH HUJAN JAM-JAM



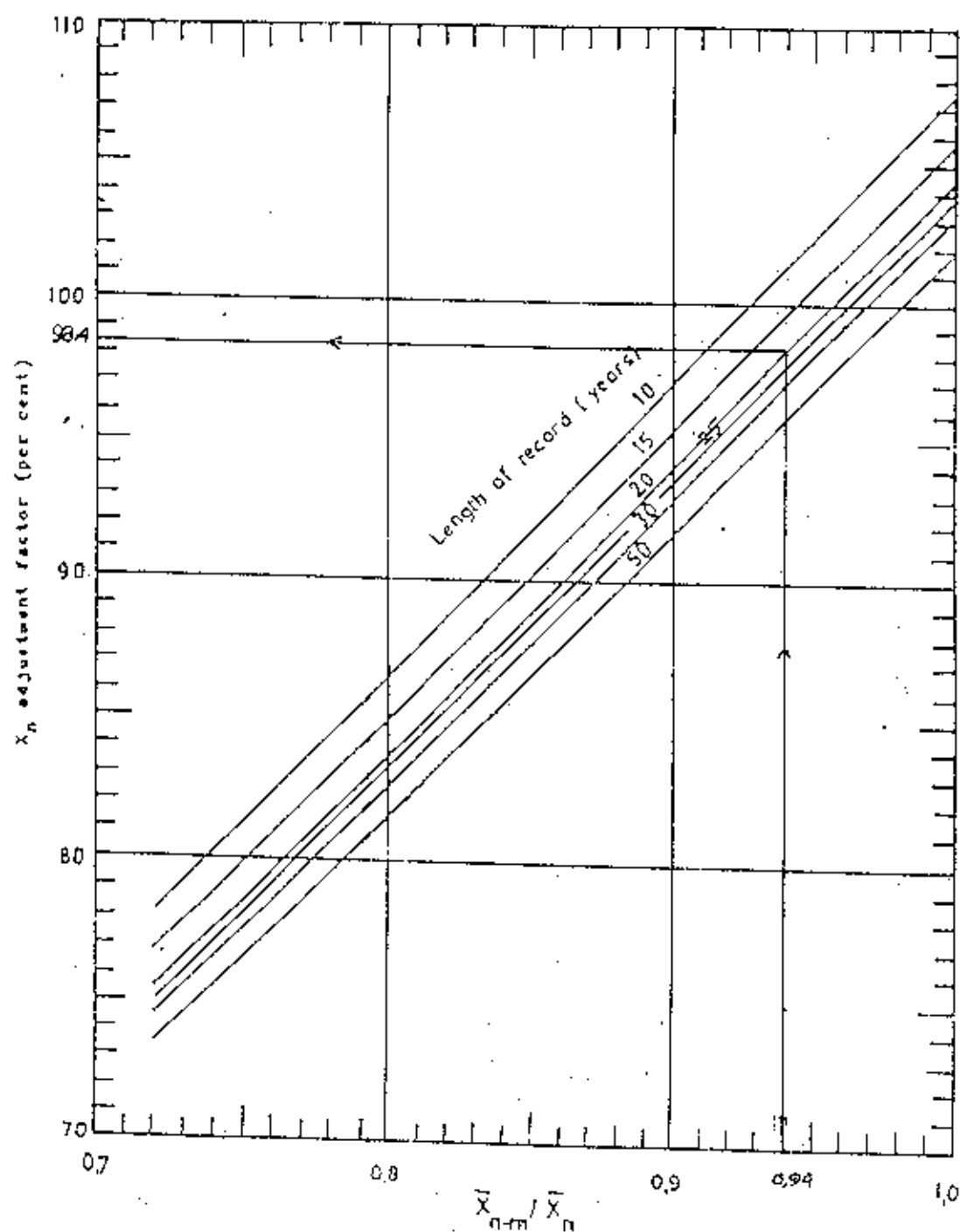
Grafik 3.2.

GRAFIK HUBUNGAN ANTARA K_m DENGAN FUNGSI DURASI HUJAN
DAN RATA - RATA HUJAN MAKSIMUM TAHUNAN



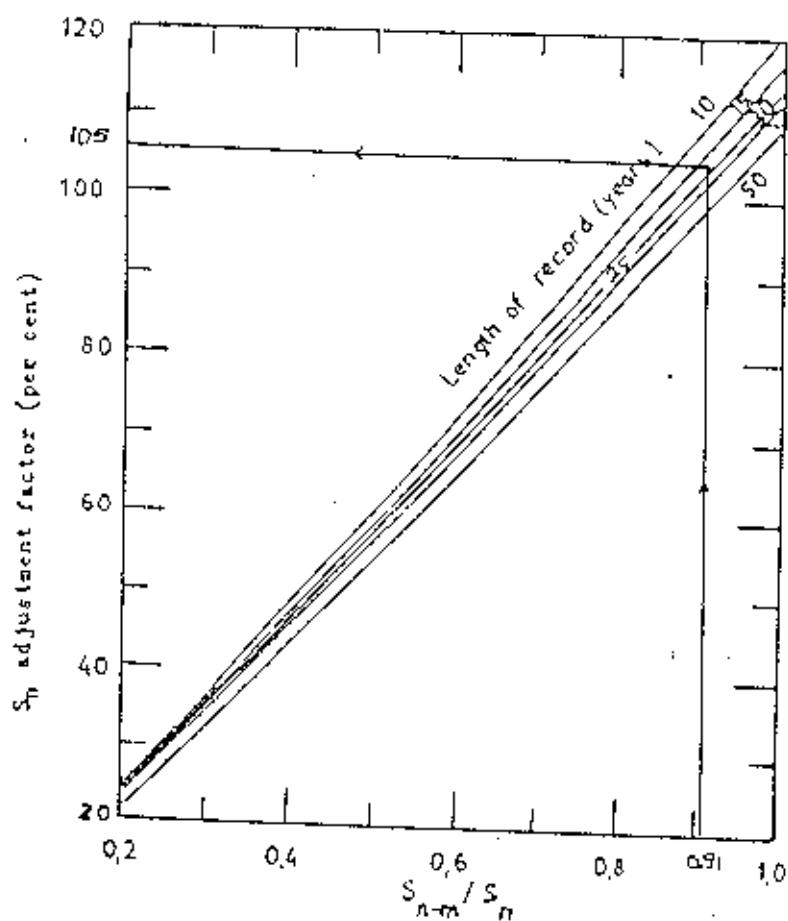
SUMBER : Hershfield, D.M., 1965 : Method for estimating probable maximum precipitation.

Grafik 3.3. ADJUSTMENT DARI RATA-RATA HUJAN TAHUNAN
MAKSIMUM DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA



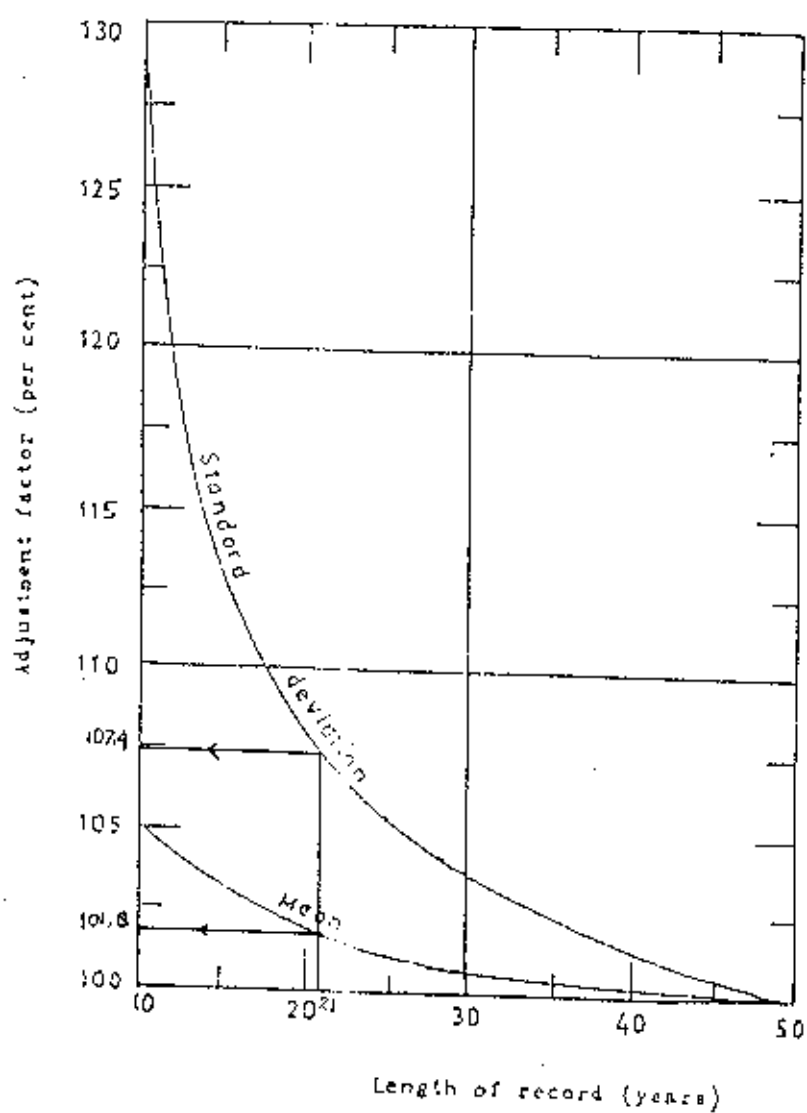
SUMBER : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation.

Grafik 3.4. ADJUSTMENT DARI STANDARD DEVIASI HUJAN
MAKSIMUM TAHUNAN DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA



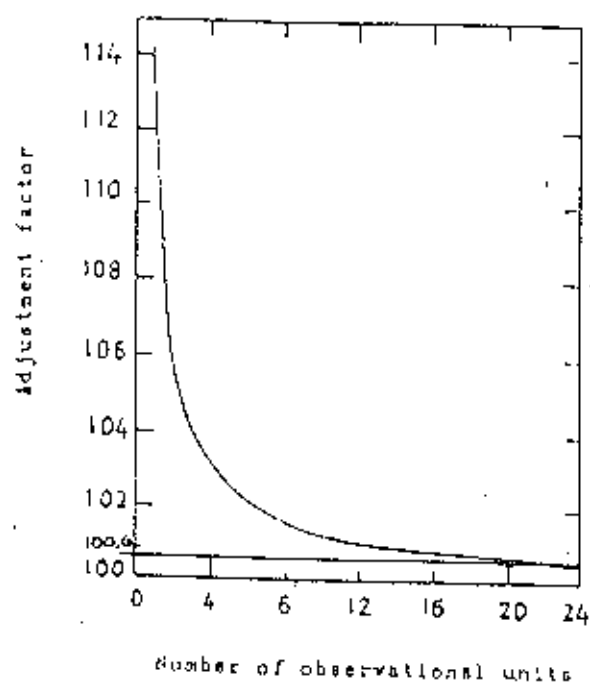
SUMBER : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the
probable maximum precipitation.

Grafik 3.5. ADJUSTMENT DARI RATA-RATA DAN STANDARD
DEVIASI DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA HUJAN



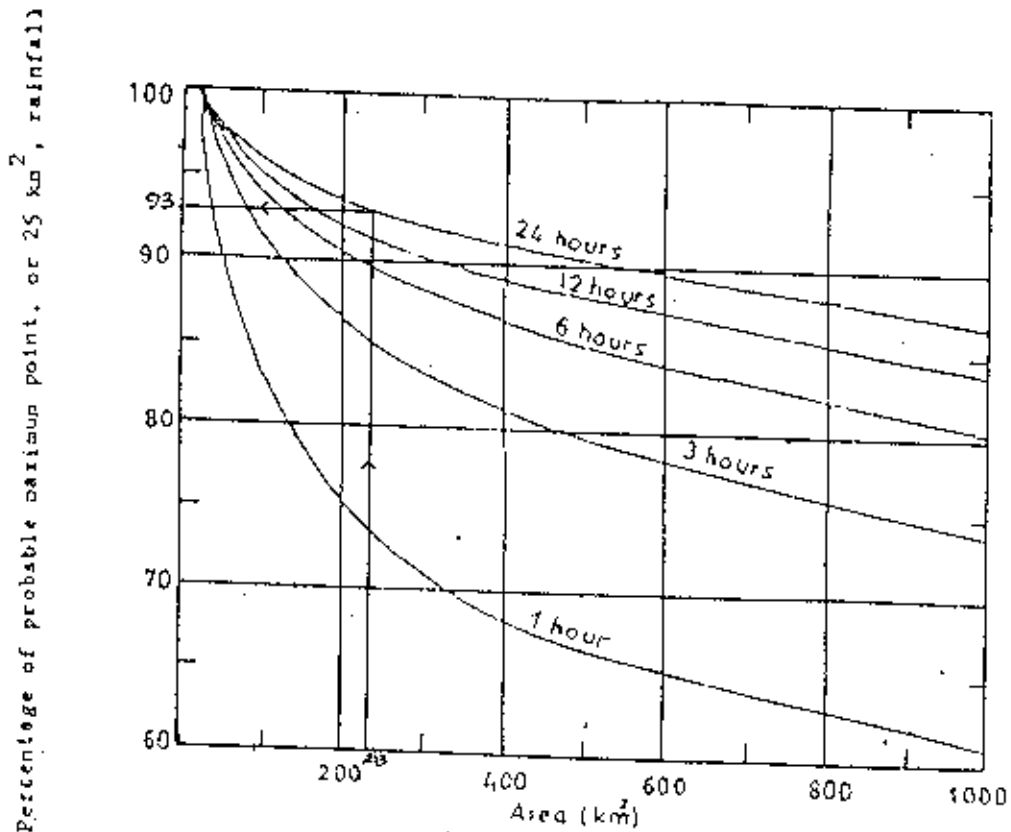
SUMBER : Hershfield D.H., 1961 : Estimating the
probable maximum precipitation.

Grafik 3.6. HUBUNGAN ANTARA FIXED TIME INTERVAL ADJUSTMENT
DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA HUJAN



SUMDER : Weiss. L.L., 1964 : Ratio of true to fixed
interval maximum rainfall.

Grafik 3.7. HUBUNGAN FAKTOR REDUKSI LUASAN DENGAN DURASI HUJAN DAN LUAS DAERAH ALIRAN.



SUMBER : McKay, G.A., 1965 : Statistical estimates of precipitation extremes for the prairie provinces.

3.3. DEBIT BANJIR RENCANA

Debit banjir rencana adalah debit terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan yang tertentu, atau debit banjir dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu. Untuk menganalisanya harus terlebih dahulu dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan.

Cara membuat hidrograf banjir pada sungai tersebut yaitu dengan perhitungan sintetis atau yang dikenal dengan cara perhitungan unit hidrograf. Hal ini disebabkan, karena tidak tersedianya hidrograf banjir yang dapat dianalisa sebagai hidrograf satuan daerah yang dianalisa.

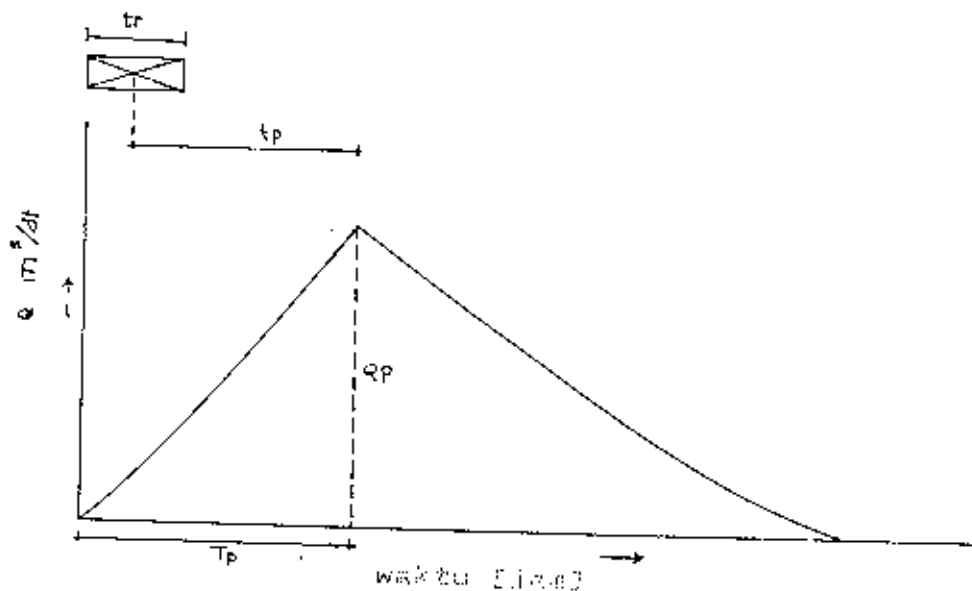
Adapun karakteristik yang digunakan untuk membuat hidrograf banjir adalah sebagai berikut :

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (time of peak magnitude).
2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (time lag).
3. Tenggang waktu hidrograf (time base).
4. Panjang alur sungai utama terpanjang.
5. Panjang alur sungai dari titik outlet sampai ketitik sungai yang terdekat dengan titik berat daerah pengaliran
6. Luas daerah pengaliran dan koefisien pengaliran.

Perumusan yang dipakai untuk menghitung debit banjir rencana digunakan methode DR Nakayatsu dan sebagai pembanding digunakan methode Snyder-Alexeyev.

3.3.1. Perhitungan dengan cara Snyder-Alexeyev

Bentuk dari curvenya dapat dinyatakan sebagai berikut :



Untuk mendapatkan debit puncak maka terlebih dahulu menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$t_p = C_t * (L * L_c)^{0,3}$$

$$q_p = 275 * C_p / t_p$$

$$t_e = t_p / 5,5$$

$$T_p = t_p + 0,5 t_r$$

$$Q_p = q_p * A$$

$$\lambda = \frac{Q_p * t_p}{W}$$

$$W = 1000 * h * A$$

dimana :

t_p = waktu antara pusat curah hujan sampai
hidrograf satuan [jam]

C_1 = koefisien antara 1,1 sampai 1,4

L = panjang sungai dari titik pengukuran sampai titik terjauh [km]

L_c = panjang sungai utama terhitung dari outlet sampai titik di sungai yang paling dekat titik pusat daerah pengaliran [km]

Q_p = debit maksimum (m^3/dt)

Q_p = debit puncak hidrograf satuan, akibat hujan efektif 1 mm dengan durasi t_r

t_r = satuan waktu hujan 1 jam

C_p = koefisien antara 0,56-0,69

A = luas daerah aliran sungai 213 km^2

T_p = time peak, yaitu waktu unit hidrograf mulai naik sampai mencapai puncaknya [jam]

W = volume aliran [m^3]

h = tinggi hujan [mm]

- Faktor koreksi :

Untuk unit hidrograf $t_e > t_r$ maka harus diadakan koreksi sebagai berikut :

$$t_p' = t_p + 0,25 (t_r - t_e)$$

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Data yang dipergunakan :

$$L = 40 \text{ km}$$

$$L_c = 14,5 \text{ km}$$

$$A = 213 \text{ km}^2$$

$$C_t = 1,1 \text{ untuk daerah kaki bukit}$$

$$C_p = 0,6$$

$$2. t_p = C_t (L * L_c)^{0,8}$$

$$= 1,1 (40 * 14,5)^{0,8} = 7,42$$

$$3. t_e = \frac{t_p}{5,5}$$

$$= \frac{7,42}{5,5} = 1,349$$

4. $t_r = 1 \text{ jam}$, maka $t_e > t_r$ sehingga perlu dikoreksi

$$5. t_p' = t_p + 0,25 (t_r - t_e)$$

$$= 7,42 + 0,25 (1 - 1,349) = 7,33$$

$$6. T_p = t_p' + 0,5 t_r$$

$$= 7,33 + 0,5 * 1 = 7,83 \text{ jam}$$

$$7. q_p = 275 * \frac{C_p}{t_p'} = 275 * \frac{0,6}{7,33}$$

$$= 22,510 \text{ l/dt/km}^2$$

$$8. Q_p = q_p * A$$

$$Q_p = 22,510 * 10^{-3} * 213$$

$$= 4,795 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$9. \lambda = \frac{T_p * Q_p}{W}$$

$$= \frac{7,83 * 3600 * 4,795}{1000 * 1 * 213}$$

$$= 0,63$$

10. Berdasarkan tabel harga y dari Alexeyev untuk berbagai harga x didapat unit hidrograf :

$$Q = Y \cdot Q_p \text{ (tabel 3.18)}$$

Hasil perhitungan hidrograf dapat dilihat pada tabel 3.19.

Tabel harga Y pada methode Alexeyev untuk berbagai harga X dan λ

X (t/T_p)	λ							
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.1	0.000	0.000	0.000					
0.2	0.03	0.001	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.3	0.18	0.01	0.03	0.02	0.01	0.003	0.003	0.000
0.4	0.39	0.28	0.1	0.1	0.08	0.04	0.02	0.01
0.5	0.59	0.49	0.40	0.31	0.24	0.18	0.13	0.01
0.6	0.75	0.69	0.61	0.54	0.47	0.39	0.33	0.27
0.7	0.87	0.83	0.79	0.69	0.6	0.61	0.59	0.51
0.8	0.95	0.93	0.91	0.89	0.87	0.84	0.81	0.78
0.9	0.99	0.98	0.98	0.93	0.87	0.96	0.96	0.95
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96
1.2	0.96	0.95	0.94	0.92	0.91	0.89	0.87	0.85
1.3	0.93	0.91	0.88	0.85	0.82	0.78	0.7	0.71
1.4	0.89	0.85	0.81	0.77	0.72	0.67	0.62	0.57
1.5	0.84	0.79	0.74	0.68	0.62	0.57	0.50	0.44
1.6	0.79	0.73	0.66	0.59	0.5	0.46	0.3	0.34
1.7	0.74	0.66	0.59	0.54	0.44	0.37	0.30	0.25
1.8	0.6	0.60	0.52	0.44	0.3	0.29	0.23	0.18
1.9	0.64	0.55	0.46	0.37	0.29	0.28	0.47	0.13
2.0	0.59	0.49	0.40	0.31	0.21	0.18	0.13	0.09
2.2	0.50	0.40	0.30	0.24	0.15	0.10	0.07	0.04
2.4	0.42	0.32	0.22	0.15	0.10	0.06	0.03	0.02
2.6	0.35	0.25	0.16	0.10	0.06	0.03	0.02	0.01
2.8	0.29	0.19	0.12	0.07	0.04	0.02	0.01	0.001
3.0	0.24	0.15	0.09	0.04	0.02	0.01	0.001	0.001
3.5	0.15	0.08	0.04	0.02	0.01	0.002	0.000	0.000
4.0	0.09	0.04	0.02	0.01	0.002	0.000		
4.5	0.06	0.02	0.01	0.002	0.000			
5.0	0.03	0.01	0.003	0.000				
6.0	0.01	0.003	0.000					
8.0	0.0015	0.000						

alx1

Tabel 3.19.

UNIT HIDROGRAPH SNYDER-ALEXEYEV

$T_p = 7,83$
 $Q_p = 4,795$
 $Lambda = 0,63$

Waktu (t)	$X=t/T_p$	Y	$Q=Y*Q_p$
1	0,128	0,000	0,000
2	0,255	0,002	0,010
3	0,383	0,016	0,077
4	0,511	0,253	1,213
5	0,639	0,403	1,932
6	0,766	0,666	3,193
7	0,894	0,818	3,922
8	1,022	0,924	4,431
9	1,149	0,980	4,699
10	1,277	1,000	4,795
11	1,405	0,987	4,733
12	1,533	0,947	4,541
13	1,660	0,901	4,320
14	1,788	0,838	4,018
15	1,916	0,775	3,716
16	2,043	0,709	3,400
17	2,171	0,639	3,064
18	2,299	0,576	2,762
19	2,427	0,523	2,508
20	2,554	0,463	2,220
21	2,682	0,370	1,774
22	2,810	0,290	1,391
23	2,937	0,223	1,069
24	3,065	0,169	0,810

TABEL 3.20 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 10 TH TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit [hidrograph] [m ³ /dt/ow]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]	
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
		20,32	5,28	3,7	2,95	2,49		
1	0,000	0,000					0,000	0
2	0,010	0,203	0,000				0,203	0
3	0,077	1,565	0,053	0,000			1,617	2
4	1,213	24,648	0,407	0,037	0,000		25,092	25
5	1,932	39,258	6,405	0,285	0,030	0,000	45,977	46
6	3,193	64,882	10,201	4,488	0,227	0,025	79,823	80
7	3,922	79,695	16,859	7,148	3,578	0,192	107,473	107
8	4,431	90,038	20,708	11,814	5,699	3,020	131,280	131
9	4,699	95,484	23,396	14,511	9,419	4,811	147,621	148
10	4,795	97,434	24,811	16,395	11,570	7,951	158,160	158
11	4,733	96,175	25,318	17,386	13,071	9,766	161,716	162
12	4,541	92,273	24,990	17,742	13,862	11,033	159,900	160
13	4,320	87,782	23,976	17,512	14,145	11,701	155,117	155
14	4,018	81,646	22,810	16,802	13,962	11,940	147,159	147
15	3,716	75,509	21,215	15,984	13,396	11,785	137,889	138
16	3,400	69,088	19,620	14,867	12,744	11,307	127,626	128
17	3,064	62,260	17,952	13,749	11,853	10,757	116,572	117
18	2,762	56,124	16,178	12,580	10,962	10,005	105,849	106
19	2,508	50,963	14,583	11,337	10,030	9,253	96,166	96
20	2,220	45,110	13,242	10,219	9,039	8,466	86,077	86
21	1,774	36,048	11,722	9,280	8,148	7,629	72,826	73
22	1,391	28,265	9,367	8,214	7,399	6,877	60,122	60
23	1,069	21,722	7,344	6,564	6,549	6,245	48,424	48
24	0,810	16,459	5,644	5,147	5,233	5,328	38,011	38

TABEL 3.21 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 20 TH TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]	
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
		24,29	6,31	4,43	3,53	2,97		
1	0,000	0,000					0,000	0
2	0,010	0,243	0,000				0,243	0
3	0,077	1,870	0,063	0,000			1,933	2
4	1,213	29,464	0,486	0,044	0,000		29,994	30
5	1,932	46,928	7,654	0,341	0,035	0,000	54,959	55
6	3,193	77,558	12,191	5,374	0,272	0,030	95,424	95
7	3,922	95,265	20,148	8,559	4,282	0,229	128,483	128
8	4,431	107,629	24,748	14,145	6,820	3,603	156,944	157
9	4,699	114,139	27,960	17,374	11,271	5,738	176,482	176
10	4,795	116,471	29,651	19,629	13,845	9,483	189,078	189
11	4,733	114,965	30,256	20,817	15,641	11,648	193,327	193
12	4,541	110,301	29,865	21,242	16,587	13,160	191,156	191
13	4,320	104,933	28,654	20,967	16,926	13,956	185,436	185
14	4,018	97,597	27,259	20,117	16,707	14,241	175,922	176
15	3,716	90,262	25,354	19,138	16,030	14,057	164,840	165
16	3,400	82,586	23,448	17,800	15,250	13,487	152,570	153
17	3,064	74,425	21,454	16,462	14,184	12,830	139,354	139
18	2,762	67,089	19,334	15,062	13,117	11,933	126,536	127
19	2,508	60,919	17,428	13,574	12,002	11,037	114,960	115
20	2,220	53,924	15,825	12,236	10,816	10,098	102,899	103
21	1,774	43,090	14,008	11,110	9,750	9,100	87,059	87
22	1,391	33,787	11,194	9,835	8,853	8,203	71,872	72
23	1,069	25,966	8,777	7,859	7,837	7,449	57,887	58
24	0,810	19,675	6,745	6,162	6,262	6,593	45,438	45

TABEL 3.22 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 50 TH TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit [m3/dt/mm]	Run off [m3/dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m3/dt]
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	
		29,43	7,65	5,37	4,28	3,6	
1	0,000	0,000					0,000
2	0,010	0,294	0,000				0,294
3	0,077	2,266	0,077	0,000			2,343
4	1,213	35,699	0,589	0,054	0,000		36,341
5	1,932	56,859	9,279	0,413	0,043	0,000	66,595
6	3,193	93,970	14,780	6,514	0,330	0,036	115,629
7	3,922	115,424	24,426	10,375	5,192	0,277	155,695
8	4,431	130,404	30,003	17,146	8,269	4,367	190,190
9	4,699	138,292	33,897	21,061	13,666	6,955	213,871
10	4,795	141,117	35,947	23,794	16,786	11,495	229,140
11	4,733	139,292	36,682	25,234	18,965	14,119	234,291
12	4,541	133,642	36,207	25,749	20,112	15,952	231,662
13	4,320	127,138	34,759	25,416	20,523	16,916	224,731
14	4,018	118,250	33,048	24,305	20,257	17,262	213,202
15	3,716	109,362	30,738	23,198	19,435	17,039	199,772
16	3,400	100,062	28,427	21,577	18,490	16,348	184,903
17	3,064	90,174	26,010	19,955	17,197	15,552	168,887
18	2,762	81,286	23,440	18,258	15,904	14,465	153,353
19	2,508	73,810	21,129	16,454	14,552	13,378	139,323
20	2,220	65,335	19,186	14,832	13,114	12,240	124,707
21	1,774	52,209	16,983	13,468	11,821	11,030	105,512
22	1,391	40,937	13,571	11,921	10,734	9,943	87,107
23	1,069	31,461	10,641	9,526	9,502	9,029	70,159
24	0,810	23,838	8,178	7,470	7,593	7,992	55,071

snyl

TABEL 3.23 : HIDROGRAH BANJIR RENCANA UNTUK 100 TH TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit [mm]	Run off [mm/dt] Rainfall [mm]					Total Debit [mm/dt]
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	
		33,29	8,65	6,07	4,84	4,08	
1	0,000	0,000					0,000
2	0,010	0,333	0,000				0,333
3	0,077	2,563	0,087	0,000			2,650
4	1,213	40,381	0,666	0,061	0,000		41,008
5	1,932	64,316	10,492	0,447	0,048	0,000	75,325
6	3,193	106,295	16,712	7,363	0,373	0,041	130,783
7	3,922	130,563	27,619	11,727	5,871	0,314	176,095
8	4,431	147,508	33,925	19,382	9,351	4,949	215,115
9	4,699	156,430	38,328	23,807	15,454	7,883	241,901
10	4,795	159,626	40,646	26,896	18,982	13,027	259,178
11	4,733	157,562	41,477	28,523	21,446	16,002	265,009
12	4,541	151,170	40,940	29,106	22,743	18,078	262,038
13	4,320	143,813	39,280	28,729	23,208	19,172	254,201
14	4,018	133,759	37,368	27,564	22,908	19,564	241,162
15	3,716	123,706	34,756	26,222	21,978	19,311	225,973
16	3,400	113,186	32,143	24,389	20,909	18,527	209,155
17	3,064	102,001	29,410	22,556	19,447	17,626	191,039
18	2,762	91,947	26,504	20,638	17,985	16,393	173,467
19	2,508	83,491	23,891	18,598	16,456	15,161	157,598
20	2,220	73,904	21,694	16,765	14,830	13,872	141,065
21	1,774	59,056	19,203	15,224	13,368	12,501	119,352
22	1,391	46,306	15,345	13,475	12,139	11,269	98,535
23	1,069	35,587	12,032	10,768	10,745	10,233	79,365
24	0,810	26,965	9,247	8,443	8,586	9,058	62,299

snyl

TABEL 3.24 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 200 TH TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	
		37,13	9,65	6,77	5,4	4,55	
1	0,000	0,000					0,000
2	0,010	0,371	0,000				0,371
3	0,077	2,859	0,097	0,000			2,956
4	1,213	45,039	0,743	0,068	0,000		45,849
5	1,932	71,735	11,705	0,521	0,054	0,000	84,016
6	3,193	118,556	18,644	8,212	0,416	0,046	145,873
7	3,922	145,624	30,812	13,080	6,550	0,350	196,417
8	4,431	164,523	37,847	21,617	10,433	5,519	239,939
9	4,699	174,474	42,759	26,552	17,242	8,791	269,818
10	4,795	178,038	45,345	29,998	21,179	14,528	289,089
11	4,733	175,736	46,272	31,812	23,927	17,845	295,593
12	4,541	168,607	45,673	32,462	25,375	20,161	292,279
13	4,320	160,402	43,821	32,042	25,893	21,380	283,538
14	4,018	149,188	41,688	30,743	25,558	21,817	268,994
15	3,716	137,975	38,774	29,246	24,521	21,535	252,052
16	3,400	126,242	35,859	27,202	23,328	20,662	233,293
17	3,064	113,766	32,810	25,157	21,697	19,656	213,087
18	2,762	102,553	29,568	23,018	20,066	18,282	193,487
19	2,508	93,122	26,653	20,743	18,360	16,908	175,786
20	2,220	82,429	24,202	18,699	16,546	15,470	157,345
21	1,774	65,869	21,423	16,979	14,815	13,941	133,127
22	1,391	51,648	17,119	15,029	13,543	12,567	109,907
23	1,069	39,692	13,423	12,010	11,988	11,411	88,525
24	0,810	30,075	10,316	9,417	9,580	10,101	69,489

sny1

TABEL 3.25 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 500 TH TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEEV

Waktu [jam]	Unit [m ³ /dt/mm]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	
		42,19	10,97	7,69	6,13	5,17	
1	0,000	0,000					0,000
2	0,010	0,422	0,000				0,422
3	0,077	3,249	0,110	0,000			3,358
4	1,213	51,176	0,845	0,077	0,000		52,098
5	1,932	81,511	13,307	0,592	0,061	0,000	95,471
6	3,193	134,713	21,194	9,328	0,472	0,032	165,758
7	3,922	165,469	35,027	14,857	7,436	0,398	223,187
8	4,431	188,944	43,024	24,554	11,843	6,271	272,637
9	4,699	198,251	48,608	30,160	19,573	9,988	306,581
10	4,795	202,301	51,548	34,074	24,042	16,508	328,473
11	4,733	199,685	52,601	36,135	27,162	20,277	335,861
12	4,541	191,585	51,921	36,874	28,805	22,908	332,092
13	4,320	182,261	49,815	36,397	29,393	24,294	322,160
14	4,018	169,519	47,390	34,920	29,013	24,790	305,634
15	3,716	156,778	44,077	33,221	27,836	24,470	286,382
16	3,400	143,446	40,765	30,898	26,482	23,477	265,068
17	3,064	129,270	37,298	28,576	24,630	22,334	242,109
18	2,762	116,529	33,612	26,146	22,779	20,773	219,839
19	2,508	105,813	30,299	23,562	20,842	19,212	199,728
20	2,220	93,662	27,513	21,240	18,782	17,578	178,775
21	1,774	74,845	24,353	19,287	16,931	15,841	151,257
22	1,391	58,686	19,461	17,072	15,374	14,280	124,872
23	1,069	45,101	15,259	13,642	13,609	12,966	100,577
24	0,810	34,174	11,727	10,697	10,875	11,477	78,950

sny1

TABEL 3.26 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 1000 TH TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEEV

Waktu (jam)	Unit Hidrograph (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt) Rainfall (mm)					Total Debit (m ³ /dt)
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	
		46,02	11,96	8,39	6,69	5,63	
1	0,000	0,000					0,000
2	0,010	0,460	0,000				0,460
3	0,077	3,544	0,120	0,000			3,663
4	1,213	55,822	0,921	0,084	0,000		56,827
5	1,932	88,911	14,507	0,646	0,067	0,000	104,131
6	3,193	146,942	23,107	10,177	0,515	0,056	180,797
7	3,922	180,490	38,188	16,209	8,115	0,434	243,437
8	4,431	203,915	46,907	26,789	12,925	6,829	297,365
9	4,699	216,248	52,995	32,906	21,361	10,877	334,387
10	4,795	220,666	56,200	37,176	26,238	17,977	358,257
11	4,733	217,813	57,348	39,425	29,643	22,081	366,310
12	4,541	208,977	56,607	40,230	31,436	24,947	362,196
13	4,320	198,806	54,310	39,710	32,079	26,455	351,361
14	4,018	184,908	51,667	38,099	31,664	26,996	333,334
15	3,716	171,010	48,055	36,245	30,379	26,647	312,336
16	3,400	156,468	44,443	33,711	28,901	25,566	289,089
17	3,064	141,005	40,664	31,177	26,880	24,322	264,049
18	2,762	127,107	36,645	28,526	24,860	22,621	239,760
19	2,508	115,418	33,034	25,707	22,746	20,921	217,826
20	2,220	102,164	29,996	23,173	20,498	19,142	194,973
21	1,774	81,639	26,551	21,042	18,478	17,250	164,961
22	1,391	64,014	21,217	18,626	16,779	15,550	136,185
23	1,069	49,195	16,636	14,884	14,852	14,120	109,687
24	0,810	37,276	12,705	11,670	11,868	12,499	86,099

sayi

TABEL 3.27 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK PMP TANPA BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEEV

Waktu [jam]	Unit [m ³ /dt/mm]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	
		124,07	32,25	22,62	18,03	15,19	
1	0,000	0,000					0,000
2	0,010	1,241	0,000				1,241
3	0,077	9,554	0,322	0,000			9,876
4	1,213	150,501	2,483	0,226	0,000		153,210
5	1,932	239,709	39,118	1,742	0,180	0,000	280,749
6	3,193	396,165	62,305	27,434	1,389	0,152	487,445
7	3,922	486,614	102,971	43,696	21,875	1,170	656,326
8	4,431	549,767	126,481	72,216	34,842	18,427	801,732
9	4,699	583,019	142,895	88,704	57,583	29,349	901,550
10	4,795	594,930	151,838	100,216	70,729	48,505	965,918
11	4,733	587,238	154,634	106,277	79,909	59,579	987,637
12	4,541	563,415	152,635	108,449	84,742	67,311	976,552
13	4,320	535,995	146,443	107,046	86,473	71,383	947,340
14	4,018	498,525	139,316	102,704	85,355	72,841	898,741
15	3,716	461,055	129,576	97,705	81,892	71,899	842,129
16	3,400	421,848	119,837	90,875	77,907	68,982	779,450
17	3,064	380,160	109,647	84,045	72,461	65,625	711,937
18	2,762	342,690	98,811	76,898	67,014	61,037	646,450
19	2,508	311,175	89,072	69,298	61,316	56,450	587,311
20	2,220	275,442	80,880	62,468	55,256	51,649	525,696
21	1,774	220,106	71,393	56,723	49,810	46,545	444,777
22	1,391	172,586	57,210	50,210	45,229	41,958	367,192
23	1,069	132,634	44,858	40,123	40,035	38,099	295,749
24	0,810	100,499	34,474	31,460	31,992	33,724	232,150

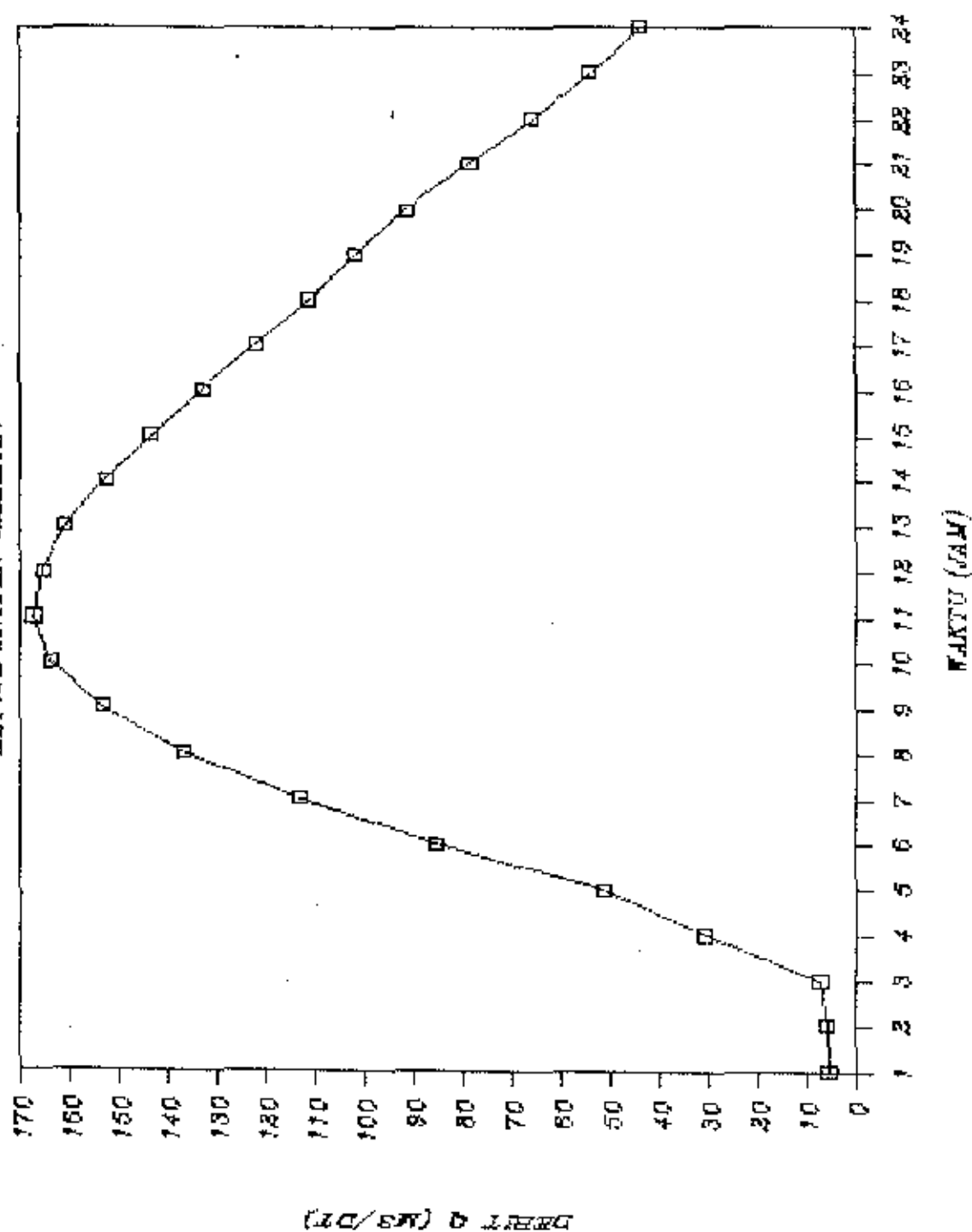
sny1

TABEL 3.28 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 10 TH DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Base Flow [m ³ /dt]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]	
			0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
			20,32	5,28	3,7	2,95	2,49		
1	0,000	5,81	0,000					5,810	6
2	0,010	5,81	0,203	0,000				6,013	6
3	0,077	5,81	1,565	0,053	0,000			7,427	7
4	1,213	5,81	24,648	0,407	0,037	0,000		30,902	31
5	1,932	5,81	39,258	6,405	0,285	0,030	0,000	51,787	52
6	3,193	5,81	64,882	10,201	4,488	0,227	0,025	85,633	86
7	3,922	5,81	79,695	16,859	7,148	3,578	0,192	113,283	113
8	4,431	5,81	90,038	20,708	11,814	5,699	3,020	137,090	137
9	4,699	5,81	95,484	23,396	14,511	9,419	4,811	153,431	153
10	4,795	5,81	97,434	24,811	16,395	11,570	7,951	163,970	164
11	4,733	5,81	96,175	25,318	17,386	13,071	9,766	167,526	168
12	4,541	5,81	92,273	24,990	17,742	13,862	11,033	165,710	166
13	4,320	5,81	87,782	23,976	17,512	14,145	11,701	160,927	161
14	4,018	5,81	81,646	22,810	16,802	13,962	11,940	152,969	153
15	3,716	5,81	75,509	21,215	15,984	13,396	11,785	143,699	144
16	3,400	5,81	69,088	19,620	14,867	12,744	11,307	133,436	133
17	3,064	5,81	62,260	17,952	13,749	11,853	10,757	122,382	122
18	2,762	5,81	56,124	16,178	12,580	10,962	10,005	111,659	112
19	2,508	5,81	50,963	14,583	11,337	10,030	9,253	101,976	102
20	2,220	5,81	45,110	13,242	10,219	9,039	8,466	91,887	92
21	1,774	5,81	34,048	11,722	9,280	8,148	7,629	78,636	79
22	1,391	5,81	28,265	9,367	8,214	7,399	6,877	65,932	66
23	1,069	5,81	21,722	7,344	6,564	6,549	6,245	54,234	54
24	0,810	5,81	16,459	5,644	5,147	5,233	5,528	43,821	44

Grafik 3.8. *HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 10 TAHUN*

METODE SNYDER-ALLEN



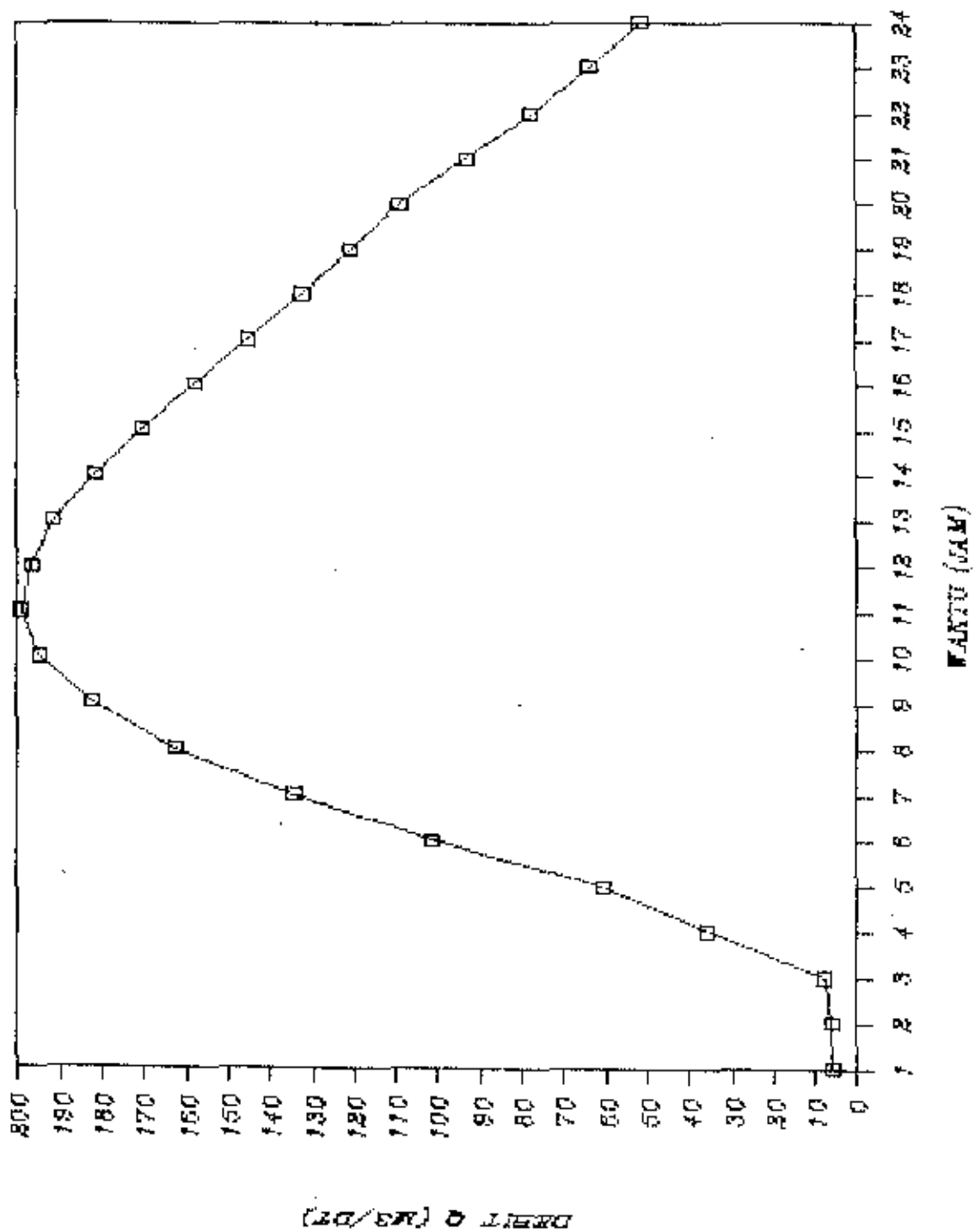
sny1

TABEL 3.29 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 20 TH DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Base Flow [m ³ /dt]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]	
			0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
			24,29	6,31	4,43	3,53	2,97		
1	0,000	5,81	0,000					5,810	6
2	0,010	5,81	0,243	0,000				6,053	6
3	0,077	5,81	1,870	0,063	0,000			7,743	8
4	1,213	5,81	29,464	0,486	0,044	0,000		35,804	36
5	1,932	5,81	46,928	7,654	0,341	0,035	0,000	60,769	61
6	3,193	5,81	77,538	12,191	5,374	0,272	0,030	101,234	101
7	3,922	5,81	95,265	20,148	8,559	4,282	0,229	134,293	134
8	4,431	5,81	107,629	24,748	14,145	6,820	3,603	162,754	163
9	4,699	5,81	114,139	27,960	17,374	11,271	5,738	182,292	182
10	4,795	5,81	116,471	29,651	19,629	13,845	9,483	194,888	195
11	4,733	5,81	114,965	30,256	20,817	15,641	11,648	199,137	199
12	4,541	5,81	110,301	29,865	21,242	16,587	13,160	196,966	197
13	4,320	5,81	104,933	28,654	20,967	16,926	13,956	191,246	191
14	4,018	5,81	97,597	27,269	20,117	16,707	14,241	181,732	182
15	3,716	5,81	90,262	25,354	19,138	16,030	14,057	170,650	171
16	3,400	5,81	82,586	23,448	17,800	15,250	13,487	158,380	158
17	3,064	5,81	74,425	21,454	16,462	14,184	12,830	145,164	145
18	2,762	5,81	67,089	19,334	15,062	13,117	11,933	132,346	132
19	2,508	5,81	60,919	17,428	13,574	12,002	11,037	120,770	121
20	2,220	5,81	53,924	15,825	12,236	10,816	10,098	108,709	109
21	1,774	5,81	43,090	14,008	11,110	9,750	9,100	92,869	93
22	1,391	5,81	33,787	11,194	9,835	8,853	8,203	77,682	78
23	1,069	5,81	25,966	8,777	7,859	7,837	7,449	63,697	64
24	0,810	5,81	19,675	6,745	6,162	6,262	6,593	51,248	51

HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 20 TAHUN

METODE SNYDER-ALEXANDER



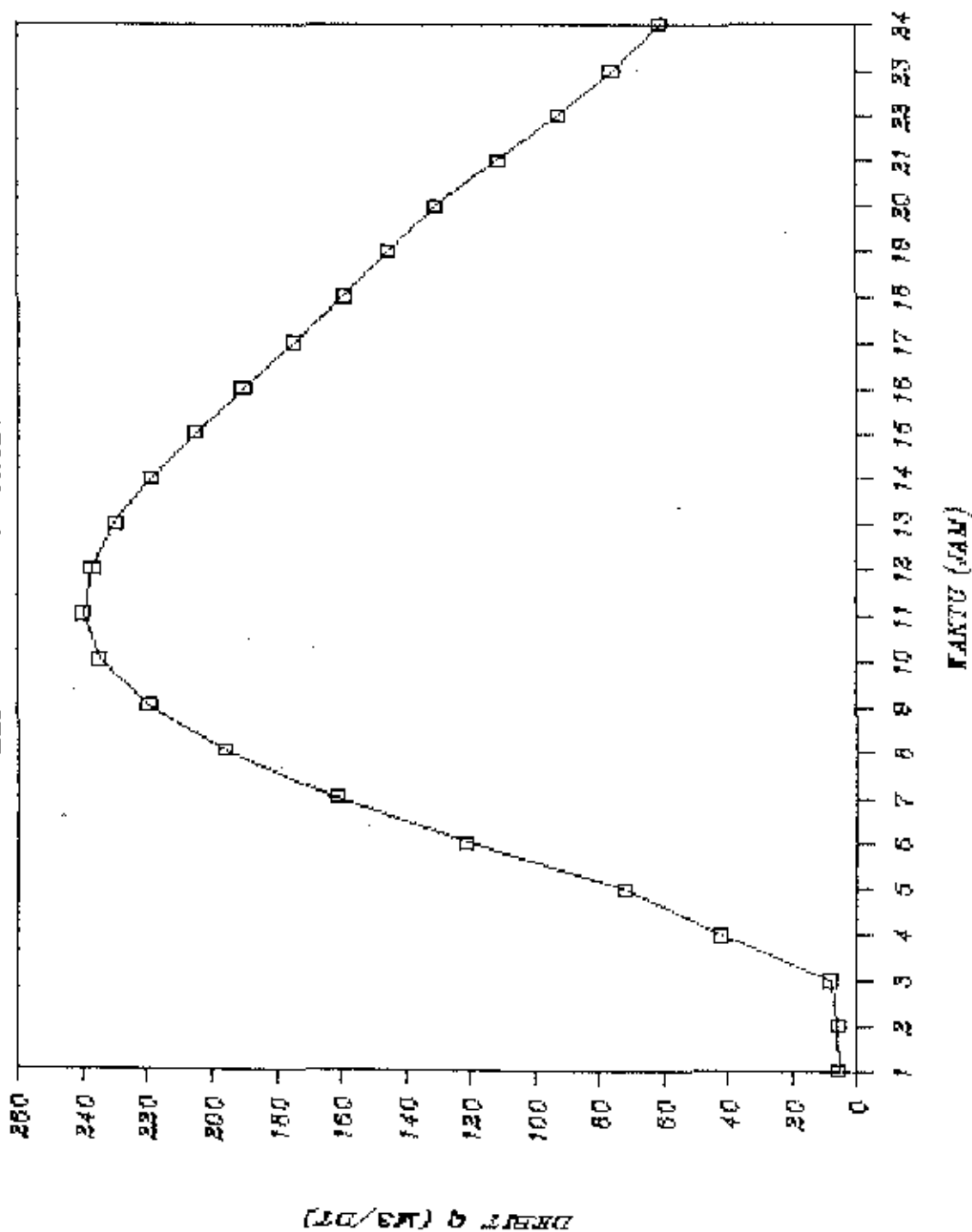
sny1

TABEL 3.30 : HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 50 TH DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Base Flow [m ³ /dt]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]
			0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	
			29,43	7,65	5,37	4,28	3,6	
1	0,000	5,81	0,000					5,810
2	0,010	5,81	0,294	0,000				6,104
3	0,077	5,81	2,266	0,077	0,000			8,153
4	1,213	5,81	35,699	0,589	0,054	0,000		42,151
5	1,932	5,81	56,859	9,279	0,413	0,043	0,000	72,405
6	3,193	5,81	93,970	14,780	6,514	0,330	0,036	121,439
7	3,922	5,81	115,424	24,426	10,375	5,192	0,277	161,505
8	4,431	5,81	130,404	30,003	17,146	8,269	4,367	196,000
9	4,699	5,81	138,292	33,897	21,061	13,666	6,955	219,681
10	4,795	5,81	141,117	35,947	23,794	16,786	11,495	234,950
11	4,733	5,81	139,292	36,682	25,234	18,965	14,119	240,101
12	4,541	5,81	133,642	36,207	25,749	20,112	15,952	237,472
13	4,320	5,81	127,138	34,739	25,416	20,523	16,916	230,541
14	4,018	5,81	118,250	33,048	24,385	20,257	17,262	219,012
15	3,716	5,81	109,362	30,738	23,198	19,435	17,039	205,582
16	3,400	5,81	100,062	28,427	21,577	18,490	16,348	190,713
17	3,064	5,81	90,174	26,010	19,955	17,197	15,552	174,697
18	2,762	5,81	81,286	23,440	18,258	15,904	14,465	159,163
19	2,508	5,81	73,810	21,129	16,454	14,552	13,378	145,133
20	2,220	5,81	65,335	19,186	14,832	13,114	12,240	130,517
21	1,774	5,81	52,209	16,983	13,468	11,821	11,030	111,322
22	1,391	5,81	40,937	13,571	11,921	10,734	9,943	92,917
23	1,069	5,81	31,461	10,641	9,526	9,502	9,029	75,969
24	0,810	5,81	23,838	8,178	7,470	7,593	7,992	60,881

Grafik 3.10. *HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 50 TAHUN*

METODE SNYDER-ALEXANDER



snyl

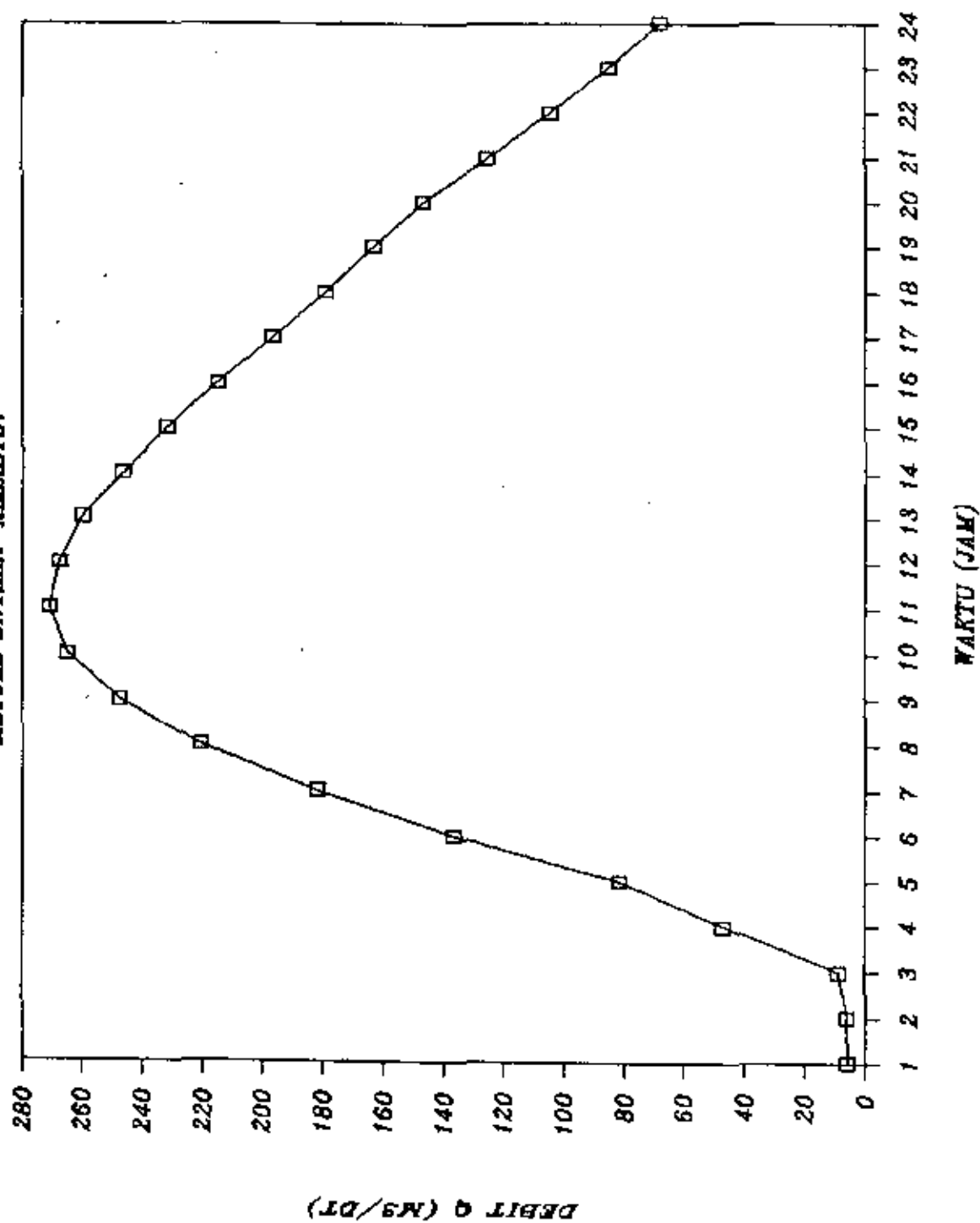
TABEL 3.31 HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 100 TH DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Unit	Base Flow	Run off [m ³ /dt]					Total Bebit [m ³ /dt]	
Waktu [jam]	Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Rainfall [mm]						
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
		33,29	8,65	6,07	4,84	4,08		
1	0,000	5,81	0,000				5,810	6
2	0,010	5,81	0,333	0,000			6,143	6
3	0,077	5,81	2,563	0,087	0,000		8,460	8
4	1,213	5,81	40,381	0,666	0,061	0,000	46,918	47
5	1,932	5,81	64,316	10,492	0,467	0,048	81,135	81
6	3,193	5,81	106,295	16,712	7,363	0,373	136,593	137
7	3,922	5,81	130,563	27,619	11,727	5,871	181,905	182
8	4,431	5,81	147,508	33,925	19,382	9,351	220,925	221
9	4,699	5,81	156,430	38,328	23,807	15,454	247,711	248
10	4,795	5,81	159,626	40,646	26,896	18,982	264,988	265
11	4,733	5,81	157,562	41,477	28,523	21,446	270,819	271
12	4,541	5,81	151,170	40,940	29,106	22,743	267,848	268
13	4,320	5,81	143,813	39,280	28,729	23,208	260,011	260
14	4,018	5,81	133,759	37,368	27,564	22,908	246,972	247
15	3,716	5,81	123,706	34,756	26,222	21,978	231,783	232
16	3,400	5,81	113,186	32,143	24,389	20,909	214,965	215
17	3,064	5,81	102,001	29,410	22,356	19,447	196,849	197
18	2,762	5,81	91,947	26,504	20,638	17,985	179,277	179
19	2,508	5,81	83,491	23,891	18,598	16,456	163,408	163
20	2,220	5,81	73,904	21,694	16,765	14,830	146,875	147
21	1,774	5,81	59,036	19,203	15,224	13,368	125,162	125
22	1,391	5,81	46,306	15,345	13,475	12,139	104,345	104
23	1,069	5,81	35,587	12,032	10,768	10,745	85,175	85
24	0,810	5,81	26,965	9,247	8,443	8,586	68,109	68

3.11. HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 100 TAHUN

Grafik

METODE SNYDER-ALEXEEV

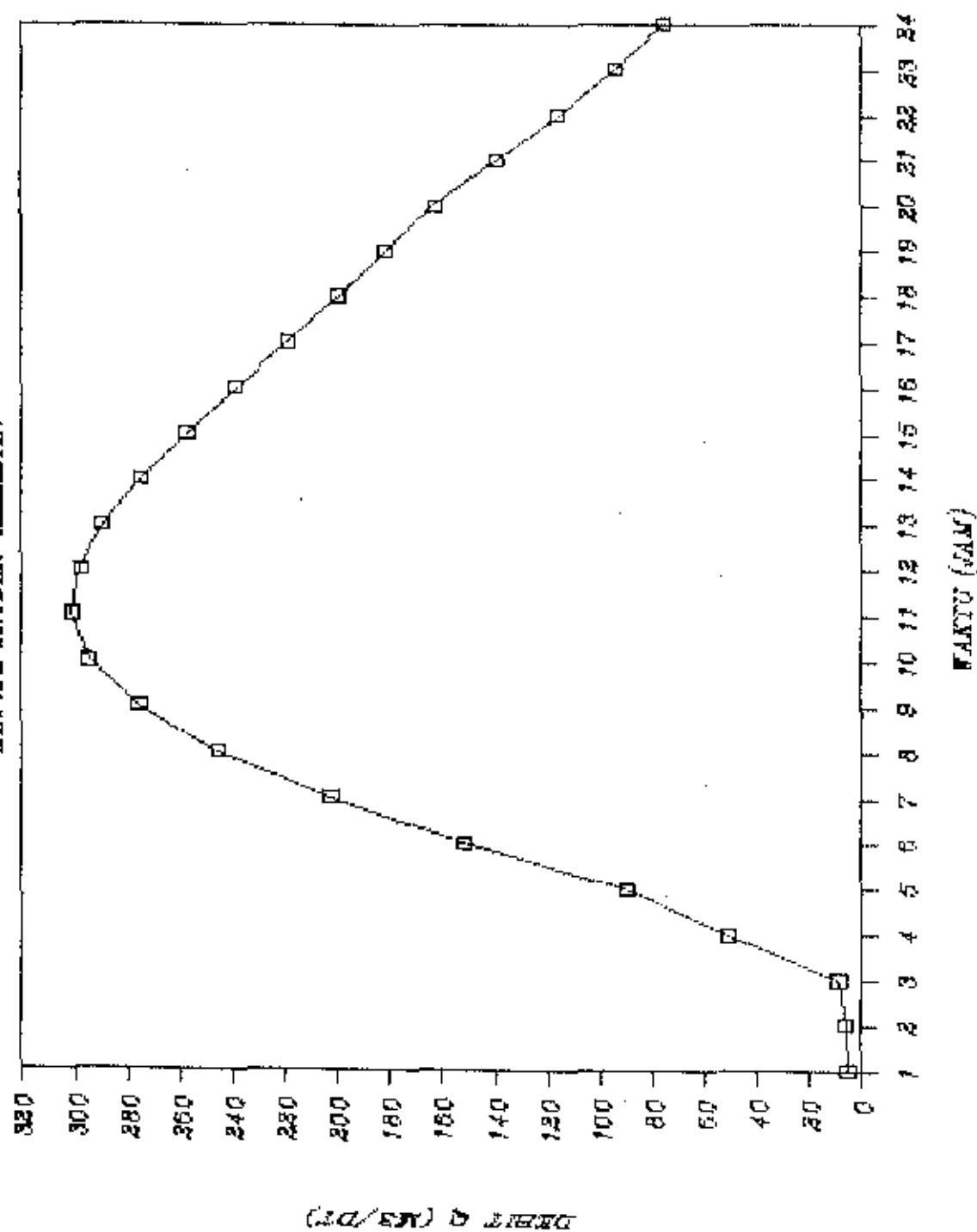


snyl

TABEL 3.32 HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 200 TH DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Base Flow [m ³ /dt]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]	
			0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
			37,13	9,65	6,77	5,4	4,55		
1	0,000	5,81	0,000					5,810	6
2	0,010	5,81	0,371	0,000				6,181	6
3	0,077	5,81	2,859	0,097	0,000			8,766	9
4	1,213	5,81	45,039	0,743	0,068	0,000		51,659	52
5	1,932	5,81	71,735	11,705	0,321	0,034	0,000	89,826	90
6	3,193	5,81	118,556	18,644	8,212	0,416	0,046	151,683	152
7	3,922	5,81	145,624	30,812	13,080	6,550	0,350	202,227	202
8	4,431	5,81	164,323	37,847	21,617	10,433	5,519	245,749	246
9	4,699	5,81	174,474	42,759	26,552	17,242	8,791	275,628	276
10	4,795	5,81	178,038	45,345	29,998	21,179	14,528	294,899	295
11	4,733	5,81	175,736	46,272	31,812	23,927	17,845	301,403	301
12	4,541	5,81	168,607	45,673	32,462	29,375	20,161	298,089	298
13	4,320	5,81	160,402	43,821	32,042	25,893	21,380	289,348	289
14	4,018	5,81	149,188	41,688	30,743	25,558	21,817	274,804	275
15	3,716	5,81	137,975	38,774	29,246	24,521	21,535	257,862	258
16	3,400	5,81	126,242	35,859	27,202	23,328	20,662	239,103	239
17	3,064	5,81	113,766	32,810	25,157	21,697	19,656	218,897	219
18	2,762	5,81	102,553	29,568	23,018	20,066	18,282	199,297	199
19	2,508	5,81	93,122	26,653	20,743	18,360	16,908	181,596	182
20	2,220	5,81	82,429	24,202	18,699	16,546	15,470	163,155	163
21	1,774	5,81	65,869	21,423	16,979	14,915	13,941	138,937	139
22	1,391	5,81	51,648	17,119	15,029	13,543	12,567	115,717	116
23	1,069	5,81	39,692	13,423	12,010	11,988	11,411	94,335	94
24	0,810	5,81	30,075	10,316	9,417	9,580	10,101	75,299	75

METODE SNYDER-ALEXEEV



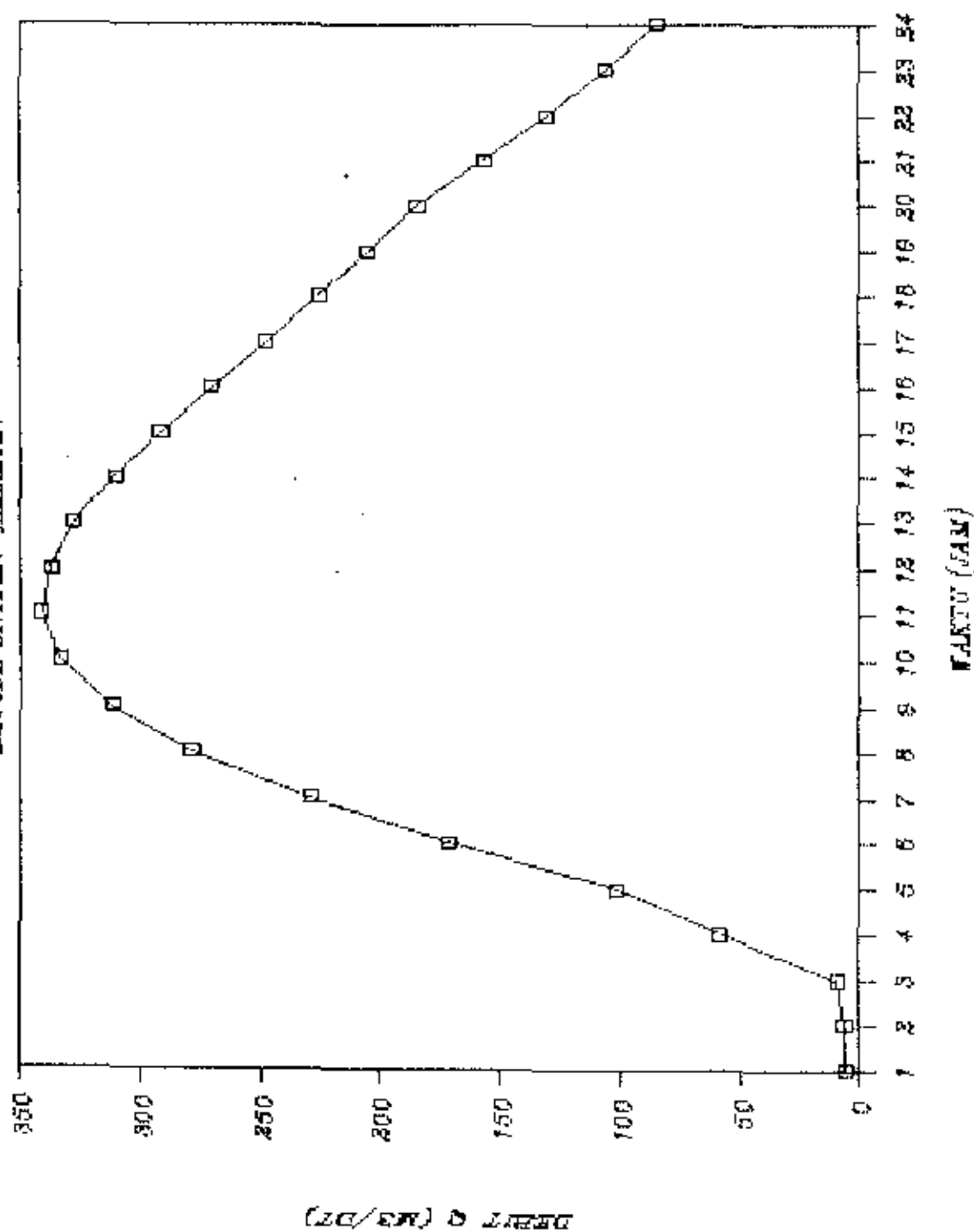
sny1

TABEL 3.33. HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 500 TH DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m3/dt/mm]	Base Flow [m3/dt]	Run off [m3/dt]					Total Debit [m3/dt]	
			Rainfall [mm]						
			0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
			42,19	10,97	7,69	6,13	5,17		
1	0,000	5,81	0,000					5,810	6
2	0,010	5,81	0,422	0,000				6,232	6
3	0,077	5,81	3,249	0,110	0,000			9,168	9
4	1,213	5,81	51,176	0,845	0,077	0,000		57,908	58
5	1,932	5,81	81,511	13,307	0,592	0,061	0,000	101,281	101
6	3,193	5,81	134,713	21,194	9,328	0,472	0,052	171,568	172
7	3,922	5,81	165,469	35,027	14,857	7,436	0,398	228,997	229
8	4,431	5,81	186,944	43,024	24,554	11,843	6,271	278,447	278
9	4,699	5,81	198,251	48,608	30,160	19,573	9,988	312,391	312
10	4,795	5,81	202,301	51,548	34,074	24,042	16,508	334,283	334
11	4,733	5,81	199,685	52,601	36,135	27,162	20,277	341,671	342
12	4,541	5,81	191,585	51,921	36,874	28,805	22,908	337,902	338
13	4,320	5,81	182,261	49,815	36,397	29,393	24,294	327,970	328
14	4,018	5,81	169,519	47,390	34,920	29,013	24,790	311,444	311
15	3,716	5,81	156,778	44,077	33,221	27,836	24,470	292,192	292
16	3,400	5,81	143,446	40,765	30,898	26,482	23,477	270,878	271
17	3,064	5,81	129,270	37,298	28,576	24,630	22,334	247,919	248
18	2,762	5,81	116,529	33,612	26,146	22,779	20,773	225,649	226
19	2,508	5,81	105,813	30,299	23,562	20,842	19,212	205,538	206
20	2,220	5,81	93,662	27,513	21,240	18,782	17,578	184,585	185
21	1,774	5,81	74,845	24,353	19,287	16,931	15,841	157,067	157
22	1,391	5,81	58,686	19,461	17,072	15,374	14,280	130,682	131
23	1,069	5,81	45,101	15,259	13,642	13,609	12,966	106,387	106
24	0,810	5,81	34,174	11,727	10,697	10,875	11,477	84,760	85

Grafik 3.13. HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 500 TAHUN

METODE SNYDER-ALLEN



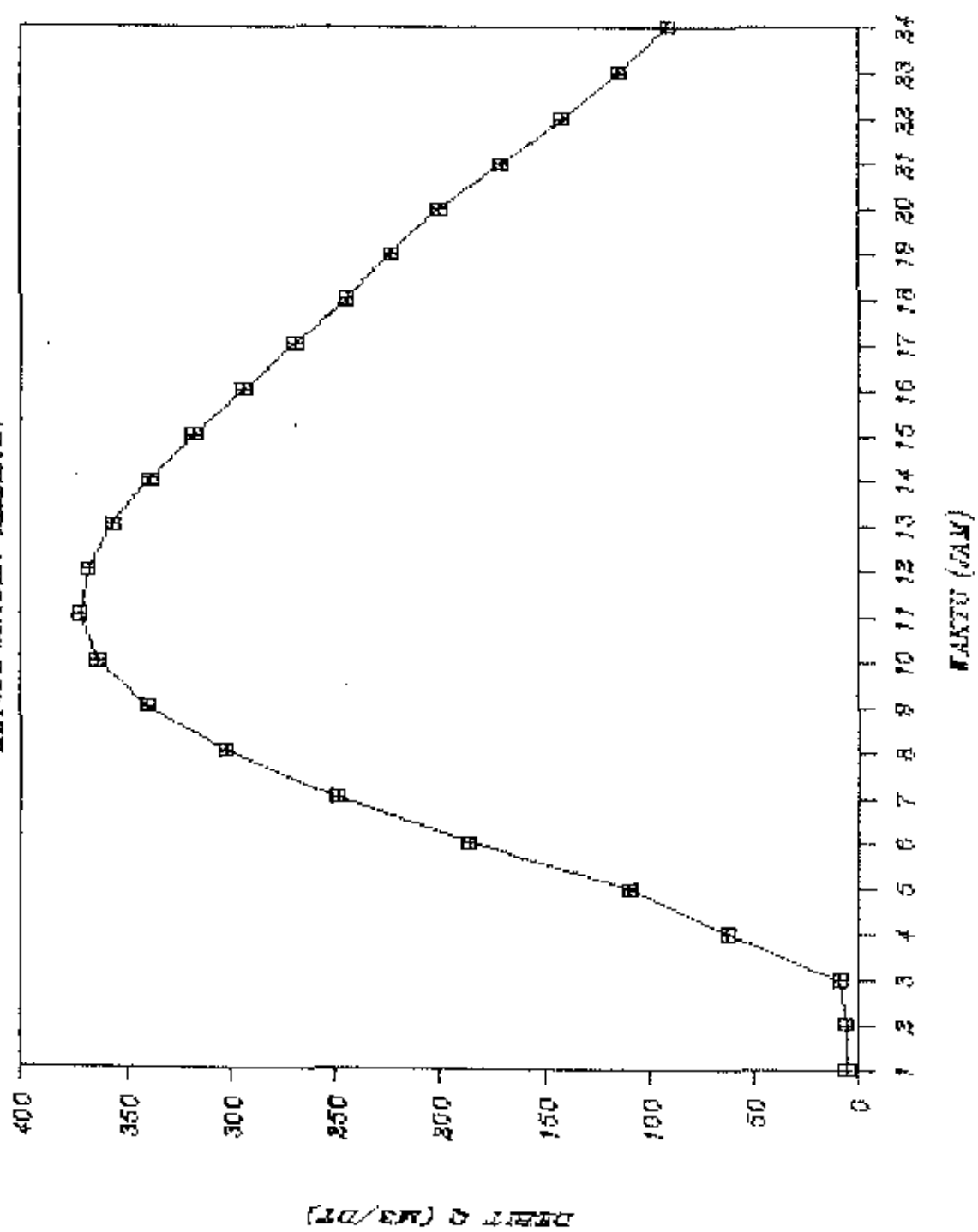
snyl

TABEL 3.34 HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK 1000 TH DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Waktu [jam]	Unit Hidrograph [m ³ /dt/mm]	Base Flow [m ³ /dt]	Run off [m ³ /dt] Rainfall [mm]					Total Debit [m ³ /dt]	
			0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
			46,02	11,96	8,39	6,69	3,63		
1	0,000	5,81	0,000					5,810	6
2	0,010	5,81	0,460	0,000				6,270	6
3	0,077	5,81	3,544	0,120	0,000			9,473	9
4	1,213	5,81	55,822	0,921	0,084	0,000		62,637	63
5	1,932	5,81	88,911	14,507	0,646	0,067	0,000	109,941	110
6	3,193	5,81	146,942	23,107	10,177	0,515	0,056	186,607	187
7	3,922	5,81	180,490	38,188	16,209	8,115	0,434	249,247	249
8	4,431	5,81	203,915	46,907	26,789	12,925	6,829	303,175	303
9	4,699	5,81	216,248	52,995	32,906	21,361	10,877	340,197	340
10	4,795	5,81	220,666	56,200	37,176	26,238	17,977	364,067	364
11	4,733	5,81	217,813	57,348	39,425	29,643	22,081	372,120	372
12	4,541	5,81	208,977	56,607	40,230	31,436	24,947	368,006	368
13	4,320	5,81	198,806	54,310	39,710	32,079	26,455	357,171	357
14	4,018	5,81	184,908	51,667	38,099	31,664	26,996	339,144	339
15	3,716	5,81	171,010	48,055	36,245	30,379	26,647	318,146	318
16	3,400	5,81	156,468	44,443	33,711	28,901	25,566	294,899	295
17	3,064	5,81	141,005	40,664	31,177	26,880	24,322	269,859	270
18	2,762	5,81	127,107	36,645	28,526	24,860	22,621	245,570	246
19	2,508	5,81	115,418	33,034	25,707	22,746	20,921	223,636	224
20	2,220	5,81	102,164	29,996	23,173	20,498	19,142	200,783	201
21	1,774	5,81	81,639	26,551	21,042	18,478	17,250	170,771	171
22	1,391	5,81	64,014	21,217	18,626	16,779	15,550	141,995	142
23	1,069	5,81	49,195	16,636	14,884	14,852	14,120	115,497	115
24	0,810	5,81	37,276	12,785	11,670	11,868	12,499	91,909	92

Grafik 3.14. **HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 1000 TAHUN**

METODE SNYDER-ALLEN



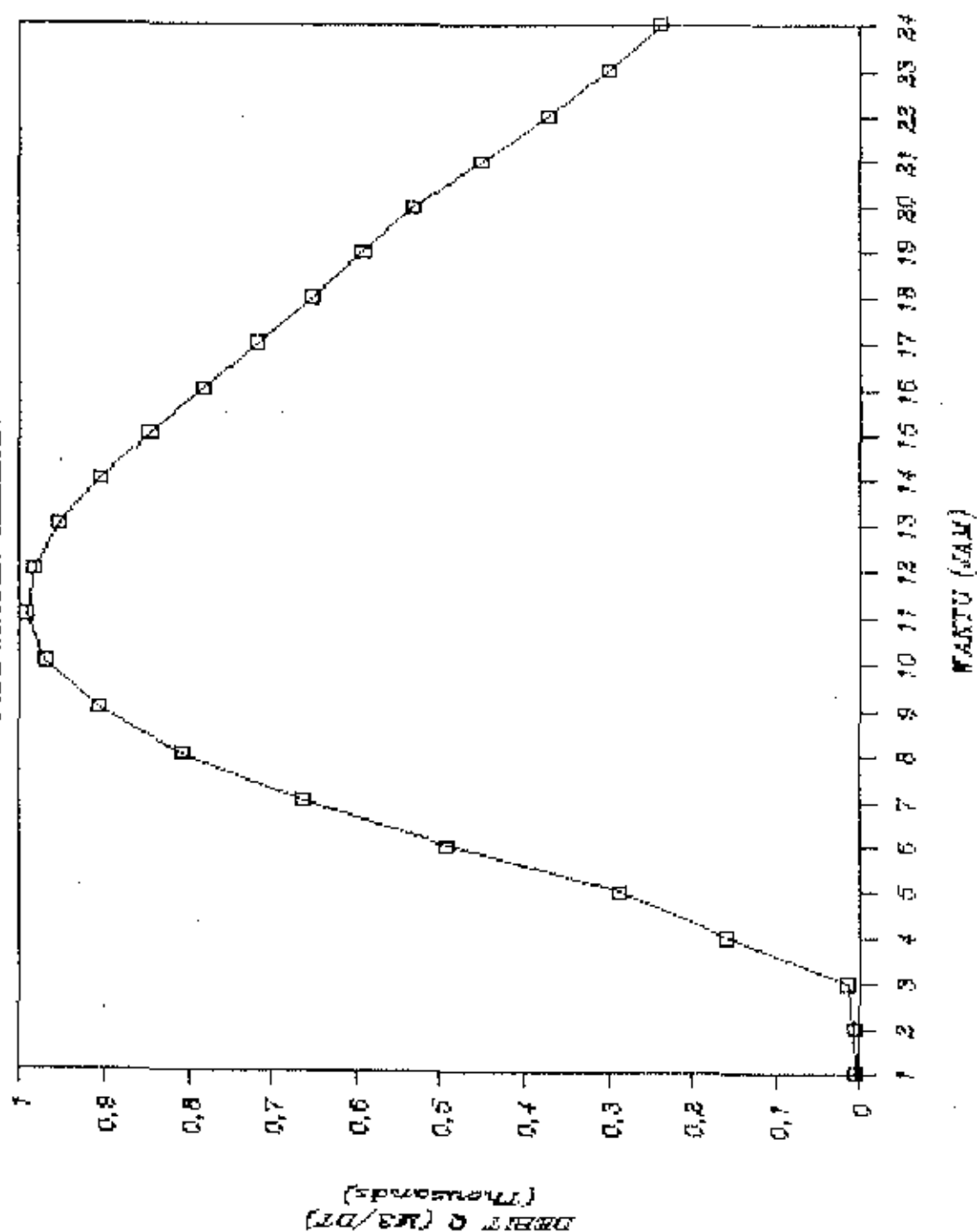
sny1

TABEL 3.35: HIDROGRAPH BANJIR RENCANA UNTUK PMP DENGAN BASE FLOW
METODE SNYDER-ALEXEYEV

Maktu [jam]	Unit Hidrograph [m3/dt/mm]	Base Flow [m3/dt]	Run off [m3/dt]					Total Debit [m3/dt]	
			Rainfall [mm]						
			0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5		
			124,07	32,25	22,62	18,03	15,19		
1	0,000	5,81	0,000					5,810	6
2	0,010	5,81	1,241	0,000				7,051	7
3	0,077	5,81	9,554	0,322	0,000			15,886	16
4	1,213	5,81	150,501	2,483	0,226	0,000		159,020	159
5	1,932	5,81	239,709	39,118	1,742	0,180	0,000	286,559	287
6	3,193	5,81	396,165	62,305	27,434	1,389	0,152	493,255	493
7	3,922	5,81	486,614	102,971	43,696	21,875	1,170	662,136	662
8	4,431	5,81	549,767	126,481	72,216	34,842	18,427	807,542	808
9	4,699	5,81	583,019	142,895	88,704	57,583	29,349	907,360	907
10	4,795	5,81	594,930	151,538	100,216	70,729	48,505	971,728	972
11	4,733	5,81	587,238	154,634	106,277	79,909	59,579	993,447	993
12	4,541	5,81	563,415	152,633	108,449	84,742	67,311	982,362	982
13	4,320	5,81	535,995	146,443	107,046	86,473	71,383	953,150	953
14	4,018	5,81	498,525	139,316	102,704	85,355	72,841	904,551	905
15	3,716	5,81	461,055	129,576	97,705	81,892	71,899	847,939	848
16	3,400	5,81	421,848	119,837	90,875	77,907	68,982	785,260	785
17	3,064	5,81	380,160	109,647	84,045	72,461	65,625	717,747	718
18	2,762	5,81	342,690	98,811	76,898	67,014	61,037	652,260	652
19	2,508	5,81	311,175	89,072	69,298	61,316	56,430	593,121	593
20	2,220	5,81	275,442	80,880	62,468	55,256	51,649	531,506	532
21	1,774	5,81	220,106	71,593	56,723	49,810	46,545	450,587	451
22	1,391	5,81	172,586	57,210	50,210	45,229	41,958	373,002	373
23	1,069	5,81	132,634	44,858	40,123	40,035	38,099	301,559	302
24	0,810	5,81	100,499	34,474	31,460	31,992	33,724	237,960	238

Grafik 3.15. HIDROGRAPH BANJIR RENCANA PMP

METODE SNYDER-ALEXEEV



3.3.2. Perhitungan dengan cara Metode DR Nakayatsu

Besarnya debit dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_{\max} = \frac{1}{3,6} \times \frac{A \times R_o}{(0,3 T_P + T_{0,3})}$$

Dimana :

Q_{\max} = Besarnya debit puncak banjir (m^3/dt)

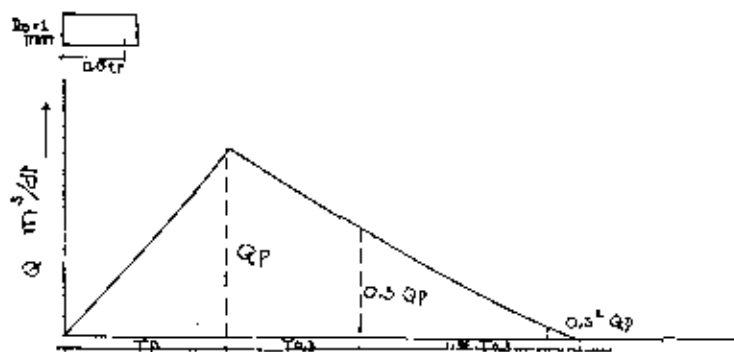
R_o = Curah hujan satuan (1 mm)

T_P = Waktu dari permulaan banjir sampai pada puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan pada penurunan debit puncak banjir sampai ke debit sebesar 30 % dari debit puncak banjir.

A = Luas daerah pengaliran (km^2)

Bentuk curvenya dinyatakan sebagai berikut :



Dengan bentuk kurva seperti yang ditunjukkan pada gambar, maka kurva dibagi 3 zone sebagai berikut

1. Pada kurva naik (rising line) $0 < t < T_P$

maka : $Q = (t/T_P)^{2,4} \times Q_{\max}$

2. Pada kurva turun (recession line) $T_p < t < T_p + T_{0,3}$

$$\text{maka : } Q = (0,3)^{\left[\frac{t - T_p}{T_{0,3}}\right]} \times Q_{\max}$$

3. Pada kurva turun

$$(T_p + T_{0,3}) < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$\text{maka : } Q = (0,3)^{\left[\frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}\right]} \times Q_{\max}$$

Pada kurva turun

$$t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$\text{maka : } Q = (0,3)^{\left[\frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}\right]} \times Q_{\max}$$

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus-rumus:

$$T_p = T_g + 0,8 T_r$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g$$

Dimana :

T_g = Time lag, waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam)

T_r = Satuan waktu dari curah hujan (1 jam)

L = panjang maksimum dari sungai (km)

α = koefisien aliran sungai berkisar 1,5 - 3,5

T_g dapat dihitung dengan rumus :

$$T_g = 0,4 + 0,058 L \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,21 L^{0,70} \quad \text{untuk } L \leq 15 \text{ km}$$

Karena $L > 15 \text{ km}$

$$\begin{aligned} T_g &= 0,4 + 0,058 L \\ &= 0,4 + 0,058 \times 40 \\ &= 2,72 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$T_{0,9} = \alpha T_g, \quad \alpha \text{ diambil } 2$$

$$T_{0,9} = 2 \times 2,72 = 5,44 \text{ jam} = 5 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} T_p &= T_g + 0,8 T_r, \quad T_r \text{ diambil } = 1 \text{ jam} \\ &= 2,72 + 0,8 \times 1 = 3,52 \text{ jam} = 4 \text{ jam} \end{aligned}$$

Perhitungan debit banjir untuk $R_o = 1 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= \frac{1}{3,6} \times \frac{A \cdot R_o}{(0,3 T_p + T_{0,9})} \\ &= \frac{1}{3,6} \times \frac{213 \cdot 1}{(0,3 \cdot 4 + 5)} \\ &= 9,54 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Persamaan kurva adalah sebagai berikut :

a. Kurva naik : $0 < t < T_p$

$$0 < t < 4$$

$$Q = (t/T_p)^{2,4} \times Q_{\max}$$

t	$(t/T_p)^{2,4}$	Q (m ³ /dt)
1	0,036	0,342
2	0,189	1,807
3	0,501	4,783
4	1,000	9,540

b. Kurva turun : $T_p < t < T_p + T_{0,9}$

$$4 < T < 4 + 5$$

$$Q = (0,3)^{\left[\frac{t - T_p}{T_{0,9}} \right]} \times Q_{\max}$$

t	$\frac{t - 4}{5}$	$(0,3)^{\left[\frac{t - 4}{5} \right]}$	Q
5	0,200	0,786	7,428
6	0,400	0,618	5,840
7	0,600	0,486	4,593
8	0,800	0,382	3,610
9	1,000	0,300	2,835

c. Kurva turun : $(T_p + T_{0,9}) < t < (T_p + T_{0,9} + 1,5T_{0,9})$

$$9 < t < 9 + 6,50$$

$$9 < t < 15,5$$

$$Q = (0,3)^{\left[\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,9}}{1,5 T_{0,9}} \right]} \times Q_{\max}$$

t	$\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,9}}{1,5 T_{0,9}}$	$(0,3)^{\left[\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,9}}{1,5 T_{0,9}} \right]}$	Q m ³ /dt
10	1,133	0,256	2,442
11	1,267	0,218	2,080
12	1,400	0,185	1,765
13	1,533	0,158	1,507
14	1,667	0,134	1,278
15	1,800	0,114	1,088

d. Kurva turun , $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$t > 15,5$$

$$Q = (0,3) \left[\frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2,0 T_{0,3}} \right] \times Q_{\max}$$

t	$\frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}$	$(0,3) \frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}$	Q m ³ /dt
16	1,950	0,096	0,916
17	2,050	0,085	0,811
18	2,150	0,075	0,716
19	2,250	0,067	0,640
20	2,350	0,059	0,563
21	2,450	0,052	0,496
22	2,550	0,046	0,439
23	2,650	0,041	0,391
24	2,750	0,036	0,343

TABEL 3. 36 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 10 TH TANPA BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		20,320	5,280	3,700	2,950	2,490		
1	0,342	6,949					6,949	7
2	1,807	36,718	1,806				38,524	39
3	4,783	97,191	9,541	1,265			107,997	108
4	9,540	193,853	25,254	6,686	1,009		226,802	227
5	7,428	150,937	50,371	17,697	5,331	0,852	225,187	225
6	5,840	118,669	39,220	35,298	14,110	4,499	211,796	212
7	4,593	93,330	30,835	27,484	28,143	11,910	191,701	192
8	3,610	73,355	24,251	21,608	21,913	23,755	164,881	165
9	2,835	57,607	19,061	16,994	17,228	18,496	129,386	129
10	2,442	49,621	14,969	13,357	13,549	14,542	106,038	106
11	2,080	42,266	12,894	10,490	10,650	11,437	87,735	88
12	1,765	35,865	10,982	9,035	8,363	8,989	73,235	73
13	1,507	30,622	9,319	7,696	7,204	7,059	61,900	62
14	1,278	25,969	7,957	6,531	6,136	6,081	52,673	53
15	1,088	22,108	6,748	5,576	5,207	5,179	44,818	45
16	0,916	18,613	5,745	4,729	4,446	4,395	37,927	38
17	0,811	16,480	4,836	4,026	3,770	3,752	32,864	33
18	0,716	14,549	4,282	3,389	3,210	3,182	28,612	29
19	0,640	13,005	3,780	3,001	2,702	2,709	25,197	25
20	0,563	11,440	3,379	2,649	2,392	2,281	22,142	22
21	0,496	10,079	2,973	2,368	2,112	2,019	19,551	20
22	0,439	8,920	2,619	2,083	1,888	1,783	17,293	17
23	0,391	7,945	2,318	1,835	1,661	1,594	15,353	15
24	0,343	6,970	2,064	1,624	1,463	1,402	13,524	14

TABEL 3.37 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 20 TH TANPA BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		24,29	6,31	4,43	3,53	2,97		
1	0,342	8,307					8,307	8
2	1,807	43,892	2,158				46,050	46
3	4,783	116,179	11,402	1,515			129,096	129
4	9,540	231,727	30,181	8,005	1,207		271,120	271
5	7,428	180,426	60,197	21,189	6,379	1,016	269,207	269
6	5,840	141,854	46,871	42,262	16,884	5,367	253,237	253
7	4,593	111,564	36,850	32,906	33,676	14,206	229,202	229
8	3,610	87,687	28,982	25,871	26,221	28,334	197,095	197
9	2,835	68,862	22,779	20,347	20,615	22,061	154,665	155
10	2,442	59,316	17,889	15,992	16,213	17,345	126,755	127
11	2,080	50,523	15,409	12,559	12,743	13,641	104,876	105
12	1,765	42,872	13,125	10,818	10,008	10,722	87,544	88
13	1,507	36,605	11,137	9,214	8,620	8,420	73,997	74
14	1,278	31,043	9,509	7,819	7,342	7,253	62,966	63
15	1,088	26,428	8,064	6,676	6,230	6,178	53,576	54
16	0,916	22,250	6,865	5,662	5,320	5,242	45,338	45
17	0,811	19,699	5,780	4,820	4,511	4,476	39,286	39
18	0,716	17,392	5,117	4,058	3,841	3,796	34,203	34
19	0,640	15,546	4,518	3,593	3,233	3,231	30,121	30
20	0,563	13,675	4,038	3,172	2,863	2,721	26,469	26
21	0,496	12,048	3,553	2,835	2,527	2,409	23,372	23
22	0,439	10,663	3,130	2,494	2,259	2,127	20,673	21
23	0,391	9,497	2,770	2,197	1,987	1,901	18,353	18
24	0,343	8,331	2,467	1,945	1,751	1,672	16,166	16

TABEL 3.38 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 50 TH TANPA BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		29,43	7,65	5,37	4,28	3,60		
1	0,342	10,065					10,065	10
2	1,807	53,180	2,616				55,796	56
3	4,783	140,764	13,824	1,837			156,424	156
4	9,540	280,762	36,590	9,704	1,464		328,519	329
5	7,428	218,606	72,981	25,685	7,734	1,231	326,237	326
6	5,840	171,871	56,824	51,230	20,471	6,505	306,902	307
7	4,593	133,172	44,676	39,888	40,831	17,219	277,786	278
8	3,610	106,242	35,136	31,361	31,792	34,344	238,875	239
9	2,835	83,434	27,617	24,664	24,995	26,741	187,451	187
10	2,442	71,868	21,688	19,386	19,658	21,024	153,624	154
11	2,080	61,214	18,681	15,224	15,451	16,535	127,105	127
12	1,765	51,944	15,912	13,114	12,134	12,996	106,099	106
13	1,507	44,351	13,502	11,170	10,452	10,206	89,681	90
14	1,278	37,612	11,529	9,478	8,902	8,791	76,312	76
15	1,088	32,020	9,777	8,093	7,554	7,468	64,931	65
16	0,916	26,958	8,323	6,863	6,450	6,354	54,948	55
17	0,811	23,868	7,007	5,843	5,470	5,425	47,613	48
18	0,716	21,072	6,204	4,919	4,657	4,601	41,452	41
19	0,640	18,835	5,477	4,355	3,920	3,917	36,505	37
20	0,563	16,569	4,896	3,845	3,471	3,298	32,079	32
21	0,496	14,597	4,307	3,437	3,064	2,920	28,325	28
22	0,439	12,920	3,794	3,023	2,739	2,578	25,054	25
23	0,391	11,507	3,358	2,664	2,410	2,304	22,243	22
24	0,343	10,094	2,991	2,357	2,123	2,027	19,593	20

TABEL 3.38 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 100 TH TANPA BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		33,29	8,65	6,07	4,84	4,08		
1	0,342	11,385					11,385	11
2	1,807	60,155	2,958				63,113	63
3	4,783	159,226	15,631	2,076			176,933	177
4	9,540	317,587	41,373	10,968	1,655		371,583	372
5	7,428	247,278	82,521	29,033	8,746	1,395	368,973	369
6	5,840	194,414	64,252	57,908	23,150	7,373	347,096	347
7	4,593	152,901	50,516	45,088	46,174	19,515	314,193	314
8	3,610	120,177	39,729	35,449	35,952	38,923	270,230	270
9	2,835	94,377	31,227	27,880	28,266	30,306	212,055	212
10	2,442	81,294	24,523	21,913	22,230	23,827	173,787	174
11	2,080	69,243	21,123	17,208	17,472	18,739	143,787	144
12	1,765	58,757	17,992	14,823	13,721	14,729	120,022	120
13	1,507	50,168	15,267	12,626	11,819	11,567	101,447	101
14	1,278	42,545	13,036	10,714	10,067	9,963	86,324	86
15	1,088	36,220	11,055	9,147	8,543	8,486	73,451	73
16	0,916	30,494	9,411	7,757	7,294	7,201	62,157	62
17	0,811	26,998	7,923	6,604	6,186	6,149	53,860	54
18	0,716	23,836	7,015	5,560	5,266	5,214	46,891	47
19	0,640	21,306	6,193	4,923	4,433	4,439	41,294	41
20	0,563	18,742	5,536	4,346	3,925	3,737	36,287	36
21	0,496	16,512	4,870	3,885	3,465	3,309	32,041	32
22	0,439	14,614	4,290	3,417	3,098	2,921	28,341	28
23	0,391	13,016	3,797	3,011	2,725	2,611	25,161	25
24	0,343	11,418	3,382	2,665	2,401	2,297	22,163	22

TABEL 3.40 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 200 TH TANPA BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		37,13	9,65	6,77	5,40	4,55		
1	0,342	12,698					12,698	13
2	1,807	67,094	3,300				70,394	70
3	4,783	177,593	17,438	2,315			197,346	197
4	9,540	354,220	46,156	12,233	1,847		414,456	414
5	7,428	275,802	92,061	32,381	9,758	1,556	411,557	412
6	5,840	216,839	71,680	64,586	25,828	8,222	387,155	387
7	4,593	170,538	56,356	50,288	51,516	21,763	350,460	350
8	3,610	134,039	44,322	39,537	40,111	43,407	301,417	301
9	2,835	105,264	34,837	31,095	31,536	33,797	236,528	237
10	2,442	90,671	27,358	24,440	24,802	26,572	193,843	194
11	2,080	77,230	23,565	19,193	19,494	20,898	160,381	160
12	1,765	65,534	20,072	16,532	15,309	16,426	133,873	134
13	1,507	55,955	17,032	14,082	13,187	12,899	113,155	113
14	1,278	47,452	14,543	11,949	11,232	11,111	96,287	96
15	1,088	40,397	12,333	10,202	9,531	9,464	81,928	82
16	0,916	34,011	10,499	8,652	8,138	8,031	69,331	69
17	0,811	30,112	8,839	7,366	6,901	6,857	60,076	60
18	0,716	26,585	7,826	6,201	5,875	5,815	52,303	52
19	0,640	23,763	6,909	5,490	4,946	4,950	46,060	46
20	0,563	20,904	6,176	4,847	4,379	4,168	40,475	40
21	0,496	18,416	5,433	4,333	3,866	3,690	35,739	36
22	0,439	16,300	4,786	3,812	3,456	3,258	31,612	32
23	0,391	14,518	4,236	3,358	3,040	2,912	28,064	28
24	0,343	12,736	3,773	2,972	2,678	2,562	24,721	25

TABEL 3.41 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 500 TH TANPA BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		42,19	10,97	7,69	6,13	5,17		
1	0,342	14,429					14,429	14
2	1,807	76,237	3,752				79,989	80
3	4,783	201,795	19,823	2,630			224,248	224
4	9,540	402,493	52,470	13,896	2,096		470,954	471
5	7,428	313,387	104,654	36,781	11,077	1,768	467,667	468
6	5,840	246,390	81,485	73,363	29,320	9,342	439,899	440
7	4,593	193,779	64,065	57,121	58,480	24,728	398,173	398
8	3,610	132,306	50,385	44,910	45,534	49,322	342,456	342
9	2,835	119,609	39,602	35,320	35,799	38,403	268,732	269
10	2,442	103,028	31,100	27,761	28,155	30,193	220,237	220
11	2,080	87,755	26,789	21,801	22,129	23,746	182,220	182
12	1,765	74,465	22,818	18,779	17,379	18,664	152,104	152
13	1,507	63,580	19,362	15,995	14,969	14,657	128,564	129
14	1,278	53,919	16,532	13,573	12,750	12,625	109,399	109
15	1,088	45,903	14,020	11,589	10,819	10,754	93,084	93
16	0,916	38,646	11,935	9,828	9,238	9,125	78,772	79
17	0,811	34,216	10,049	8,367	7,834	7,791	68,257	68
18	0,716	30,208	8,897	7,044	6,669	6,607	59,425	59
19	0,640	27,002	7,855	6,237	5,615	5,623	52,333	52
20	0,563	23,753	7,021	5,506	4,971	4,736	45,987	46
21	0,496	20,926	6,176	4,922	4,389	4,193	40,606	41
22	0,439	18,521	5,441	4,329	3,923	3,702	35,917	36
23	0,391	16,496	4,816	3,814	3,451	3,309	31,886	32
24	0,343	14,471	4,289	3,376	3,040	2,911	28,088	28

TABEL 3.42 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 1000 TH TANPA BASE FLOW
Metode Makayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		46,02	11,96	8,39	6,69	5,63		
1	0,342	15,739					15,739	16
2	1,807	83,158	4,090				87,248	87
3	4,783	220,114	21,612	2,869			244,595	245
4	9,540	439,031	57,205	15,161	2,288		513,684	514
5	7,428	341,837	114,098	40,129	12,089	1,925	510,079	510
6	5,840	268,757	88,839	30,041	31,998	10,173	479,808	480
7	4,593	211,370	69,846	62,321	63,823	26,928	434,288	434
8	3,610	166,132	54,932	48,998	49,693	53,710	373,466	373
9	2,835	130,467	43,176	38,535	39,070	41,820	293,067	293
10	2,442	112,381	33,907	30,288	30,727	32,879	240,182	240
11	2,080	95,722	29,206	23,786	24,151	25,859	198,723	199
12	1,765	81,225	24,877	20,488	18,966	20,324	165,881	166
13	1,507	69,352	21,109	17,451	16,337	15,961	140,211	140
14	1,278	58,814	18,024	14,808	13,915	13,748	119,309	119
15	1,088	50,070	15,285	12,644	11,808	11,710	101,517	102
16	0,916	42,154	13,012	10,722	10,082	9,937	85,908	86
17	0,811	37,322	10,955	9,128	8,550	8,484	74,440	74
18	0,716	32,950	9,700	7,685	7,279	7,195	64,809	65
19	0,640	29,453	8,563	6,804	6,128	6,125	57,074	57
20	0,563	25,909	7,654	6,007	5,426	5,157	50,154	50
21	0,496	22,826	6,733	5,370	4,790	4,566	44,285	44
22	0,439	20,203	5,932	4,724	4,282	4,031	39,171	39
23	0,391	17,994	5,250	4,161	3,766	3,603	34,775	35
24	0,343	15,785	4,676	3,683	3,318	3,170	30,632	31

TABEL 3.43 HIDROGRAP BANJIR UNTUK PHP TANPA BASE FLOW
Metode Nakayatsu

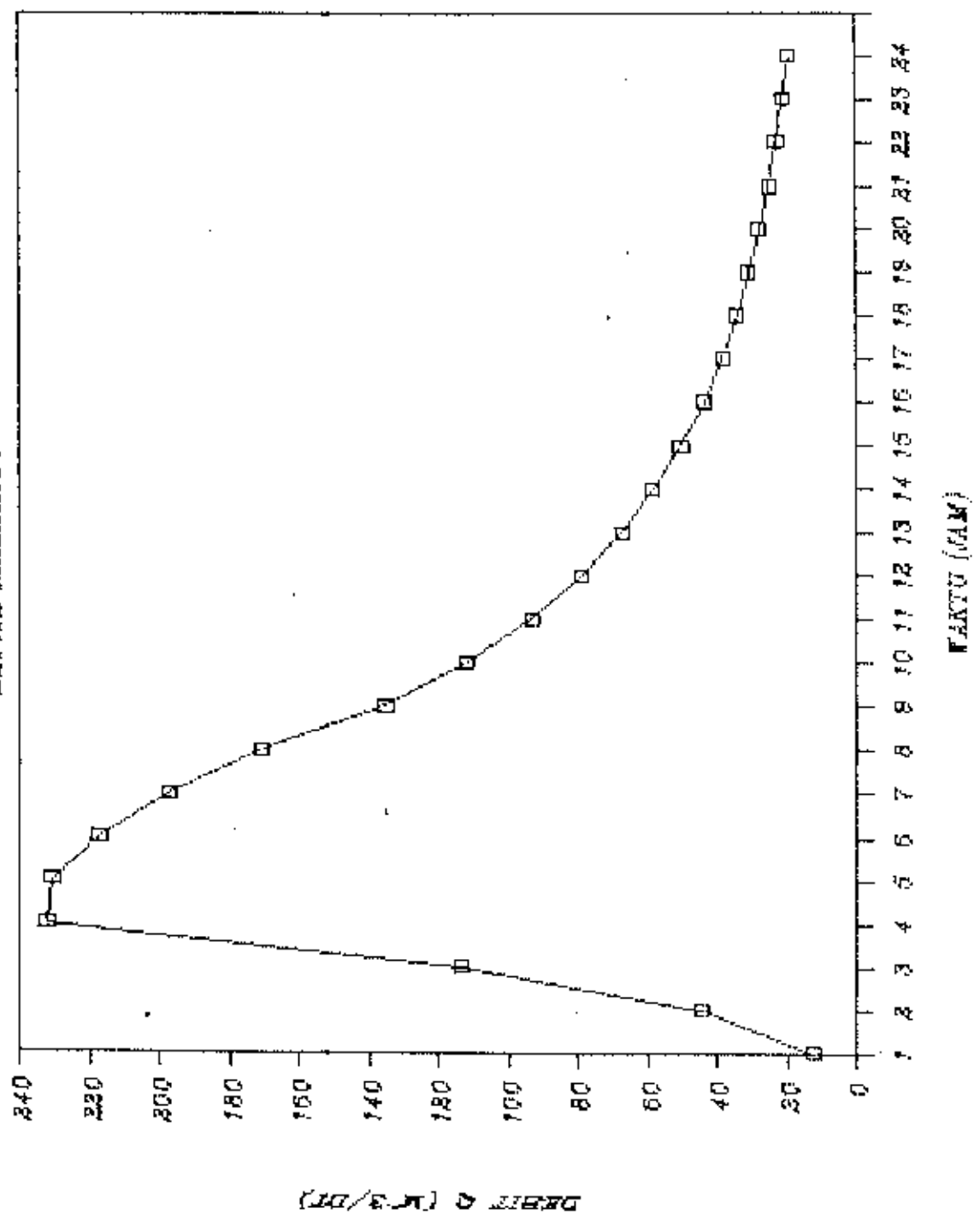
Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Run off (m ³ /dt)					Total	
		120,83	31,41	22,03	17,56	14,79		
1	0,342	41,325					41,325	41
2	1,807	218,343	10,741				229,084	229
3	4,783	577,939	56,751	7,533			642,223	642
4	9,540	1152,737	150,215	39,801	6,007		1348,760	1349
5	7,428	897,540	299,613	105,350	31,736	5,060	1339,300	1339
6	5,840	705,659	233,284	210,128	84,004	26,733	1259,807	1260
7	4,593	554,981	183,411	163,609	167,551	70,760	1140,312	1140
8	3,610	436,204	144,248	128,632	130,458	141,135	980,676	981
9	2,835	342,559	113,376	101,165	102,568	109,890	769,358	770
10	2,442	295,072	89,036	79,514	80,667	86,397	630,685	631
11	2,080	251,331	76,693	62,444	63,402	67,949	521,819	522
12	1,765	213,268	65,324	53,787	49,791	53,406	435,578	436
13	1,507	182,094	55,432	45,814	42,889	41,941	368,169	368
14	1,278	154,423	47,329	38,876	36,531	36,127	313,286	313
15	1,088	131,465	40,137	33,193	30,999	30,772	266,365	267
16	0,916	110,682	34,170	28,149	26,467	26,111	225,580	226
17	0,811	97,995	28,768	23,964	22,446	22,295	195,467	195
18	0,716	86,516	25,470	20,176	19,109	18,907	170,177	170
19	0,640	77,332	22,487	17,863	16,088	16,096	149,866	150
20	0,563	68,028	20,100	15,771	14,244	13,551	131,694	132
21	0,496	59,933	17,682	14,097	12,575	11,998	116,284	116
22	0,439	53,045	15,577	12,401	11,240	10,593	102,856	103
23	0,391	47,245	13,787	10,925	9,888	9,468	91,314	91
24	0,343	41,445	12,280	9,669	8,711	8,329	80,435	80

TABEL 3.44 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 10 TH DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayasu

Waktu [jam]	Unit Hidrograp [m ³ /dt/mm]	Base Flow [m ³ /dt]	Run off [m ³ /dt]					Total	
			20,320	5,280	3,700	2,950	2,490		
1	0,342	5,81	6,949					12,759	13
2	1,807	5,81	36,718	1,806				44,334	44
3	4,783	5,81	97,191	9,541	1,265			113,807	114
4	9,540	5,81	193,853	25,254	6,686	1,009		232,612	233
5	7,428	5,81	150,937	50,371	17,697	5,331	0,852	230,997	231
6	5,840	5,81	118,667	39,220	35,298	14,110	4,499	217,606	218
7	4,593	5,81	93,330	30,835	27,484	28,143	11,910	197,511	198
8	3,610	5,81	73,355	24,251	21,608	21,913	23,755	170,691	171
9	2,835	5,81	57,607	19,061	16,994	17,228	18,496	135,196	135
10	2,442	5,81	49,621	14,969	13,357	13,549	14,542	111,848	112
11	2,080	5,81	42,266	12,894	10,490	10,650	11,437	93,545	94
12	1,765	5,81	35,865	10,982	9,035	8,363	8,989	79,045	79
13	1,507	5,81	30,622	9,319	7,696	7,204	7,059	67,710	68
14	1,278	5,81	25,969	7,957	6,531	6,136	6,081	58,483	58
15	1,088	5,81	22,108	6,748	5,576	5,207	5,179	50,628	51
16	0,916	5,81	18,613	5,745	4,729	4,446	4,395	43,737	44
17	0,811	5,81	16,480	4,836	4,026	3,770	3,752	38,674	39
18	0,716	5,81	14,549	4,282	3,389	3,210	3,182	34,422	34
19	0,640	5,81	13,005	3,780	3,001	2,702	2,709	31,007	31
20	0,563	5,81	11,440	3,379	2,649	2,392	2,281	27,952	28
21	0,496	5,81	10,079	2,973	2,368	2,112	2,019	25,361	25
22	0,439	5,81	8,920	2,619	2,083	1,888	1,783	23,103	23
23	0,391	5,81	7,945	2,318	1,835	1,661	1,594	21,163	21
24	0,343	5,81	6,970	2,064	1,624	1,463	1,402	19,334	19

Grafik 3.16. *HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 10 TAHUN*

METODE NAKAYATSU

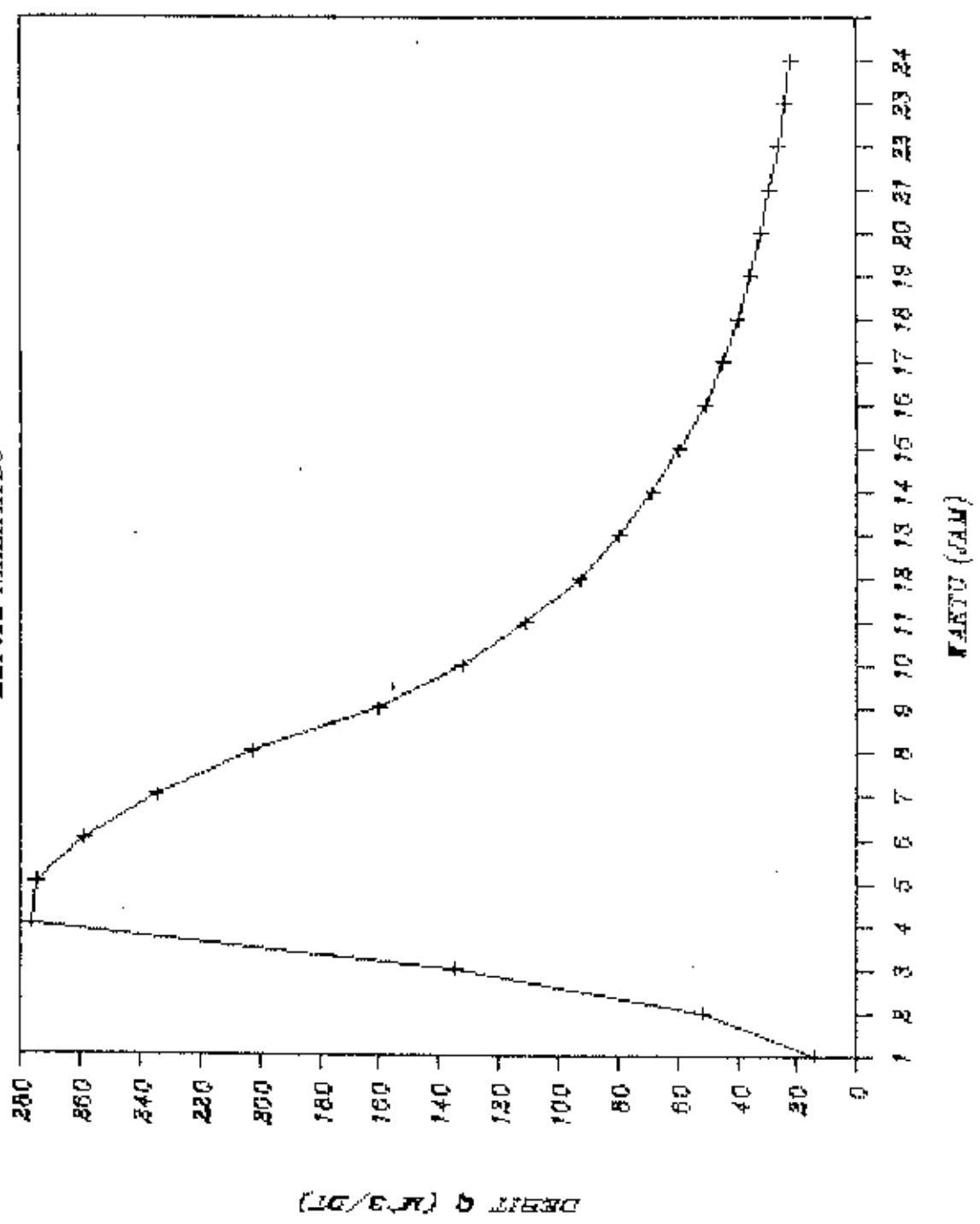


TABEL 3.45 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 20 TH DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Base Flow (m ³ /dt)	Run off (m ³ /dt)					Total	
			24,29	6,31	4,43	3,53	2,97		
1	0,342	5,81	8,307					14,117	14
2	1,807	5,81	43,892	2,158				51,860	52
3	4,783	5,81	116,179	11,402	1,515			134,906	135
4	9,540	5,81	231,727	30,181	8,005	1,207		276,930	277
5	7,428	5,81	180,426	60,197	21,189	6,379	1,016	275,017	275
6	5,840	5,81	141,854	46,871	42,262	16,864	5,367	259,047	259
7	4,593	5,81	111,564	36,850	32,906	33,676	14,206	235,012	235
8	3,610	5,81	87,687	28,982	25,871	26,221	28,334	202,905	203
9	2,835	5,81	68,862	22,779	20,347	20,615	22,061	160,475	160
10	2,442	5,81	59,316	17,889	15,992	16,213	17,345	132,565	133
11	2,080	5,81	50,523	15,409	12,559	12,743	13,641	110,686	111
12	1,765	5,81	42,872	13,125	10,818	10,008	10,722	93,354	93
13	1,507	5,81	36,605	11,137	9,214	8,620	8,420	79,807	80
14	1,278	5,81	31,043	9,509	7,819	7,342	7,253	68,776	69
15	1,088	5,81	26,428	8,064	6,676	6,230	6,178	59,386	59
16	0,916	5,81	22,250	6,865	5,662	5,320	5,242	51,148	51
17	0,811	5,81	19,699	5,780	4,820	4,511	4,476	45,096	45
18	0,716	5,81	17,392	5,117	4,058	3,841	3,796	40,013	40
19	0,640	5,81	15,546	4,518	3,593	3,233	3,231	35,931	36
20	0,563	5,81	13,675	4,038	3,172	2,863	2,721	32,279	32
21	0,496	5,81	12,048	3,553	2,835	2,527	2,409	29,182	29
22	0,439	5,81	10,663	3,130	2,494	2,259	2,127	26,483	26
23	0,391	5,81	9,497	2,770	2,197	1,987	1,901	24,163	24
24	0,343	5,81	8,331	2,467	1,945	1,751	1,672	21,976	22

Grafik 3.17. **HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 20 TAHUN**

METODE NAKAYATSU

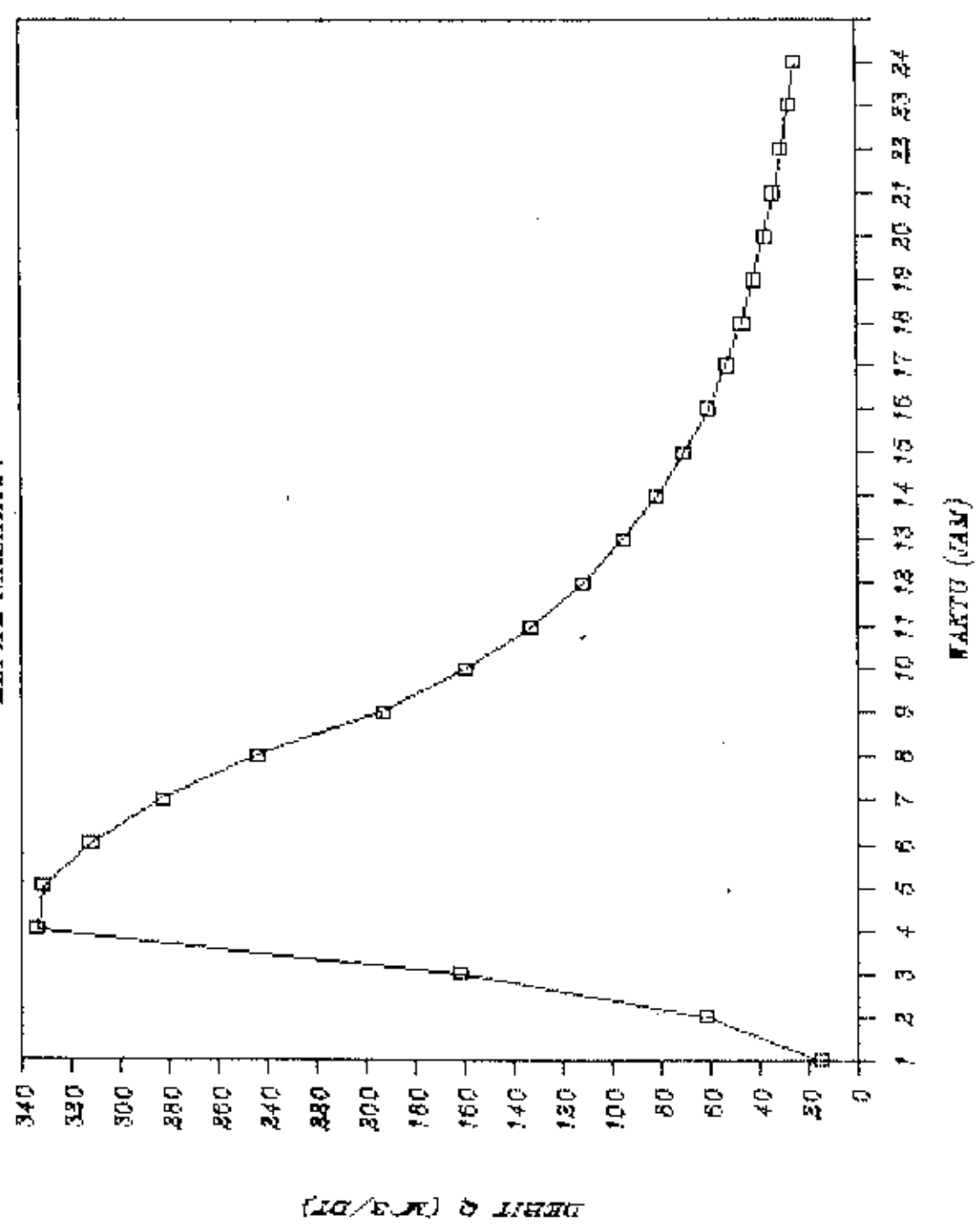


TABEL 3.48 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 50 TH DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit (m ³ /dt/m)	Base Flow:		Run off (m ³ /dt)					Total	
		(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	29,43	7,65	5,37	4,28	3,60		
1	0,342	5,81	10,065						15,875	16
2	1,807	5,81	53,180	2,616					61,606	62
3	4,783	5,81	140,764	13,824	1,837				162,234	162
4	9,540	5,81	280,762	36,590	9,704	1,464			334,329	334
5	7,428	5,81	218,606	72,981	25,685	7,734	1,231		332,047	332
6	5,840	5,81	171,871	56,824	51,230	20,471	6,505		312,712	313
7	4,393	5,81	135,172	44,676	39,888	40,831	17,219		283,596	284
8	3,610	5,81	106,242	35,136	31,361	31,792	34,344		244,685	245
9	2,835	5,81	83,434	27,617	24,664	24,995	26,741		193,261	193
10	2,442	5,81	71,868	21,688	19,386	19,658	21,024		159,434	159
11	2,080	5,81	61,214	18,681	15,224	15,451	16,535		132,915	133
12	1,765	5,81	51,944	15,912	13,114	12,134	12,996		111,909	112
13	1,507	5,81	44,351	13,502	11,170	10,452	10,206		95,491	95
14	1,278	5,81	37,612	11,529	9,478	8,902	8,791		82,122	82
15	1,088	5,81	32,020	9,777	8,093	7,554	7,488		70,741	71
16	0,916	5,81	26,958	8,323	6,863	6,430	6,354		60,758	61
17	0,811	5,81	23,868	7,007	5,843	5,470	5,425		53,423	53
18	0,716	5,81	21,072	6,204	4,919	4,637	4,601		47,262	47
19	0,640	5,81	18,835	5,477	4,355	3,920	3,917		42,315	42
20	0,563	5,81	16,569	4,896	3,845	3,471	3,298		37,889	38
21	0,496	5,81	14,597	4,307	3,437	3,064	2,920		34,135	34
22	0,439	5,81	12,920	3,794	3,023	2,739	2,578		30,864	31
23	0,391	5,81	11,507	3,358	2,664	2,410	2,304		28,053	28
24	0,343	5,81	10,094	2,991	2,357	2,123	2,027		25,403	25

Grafik 3.18. *HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 50 TAHUN*

METODE NAKAYATSU

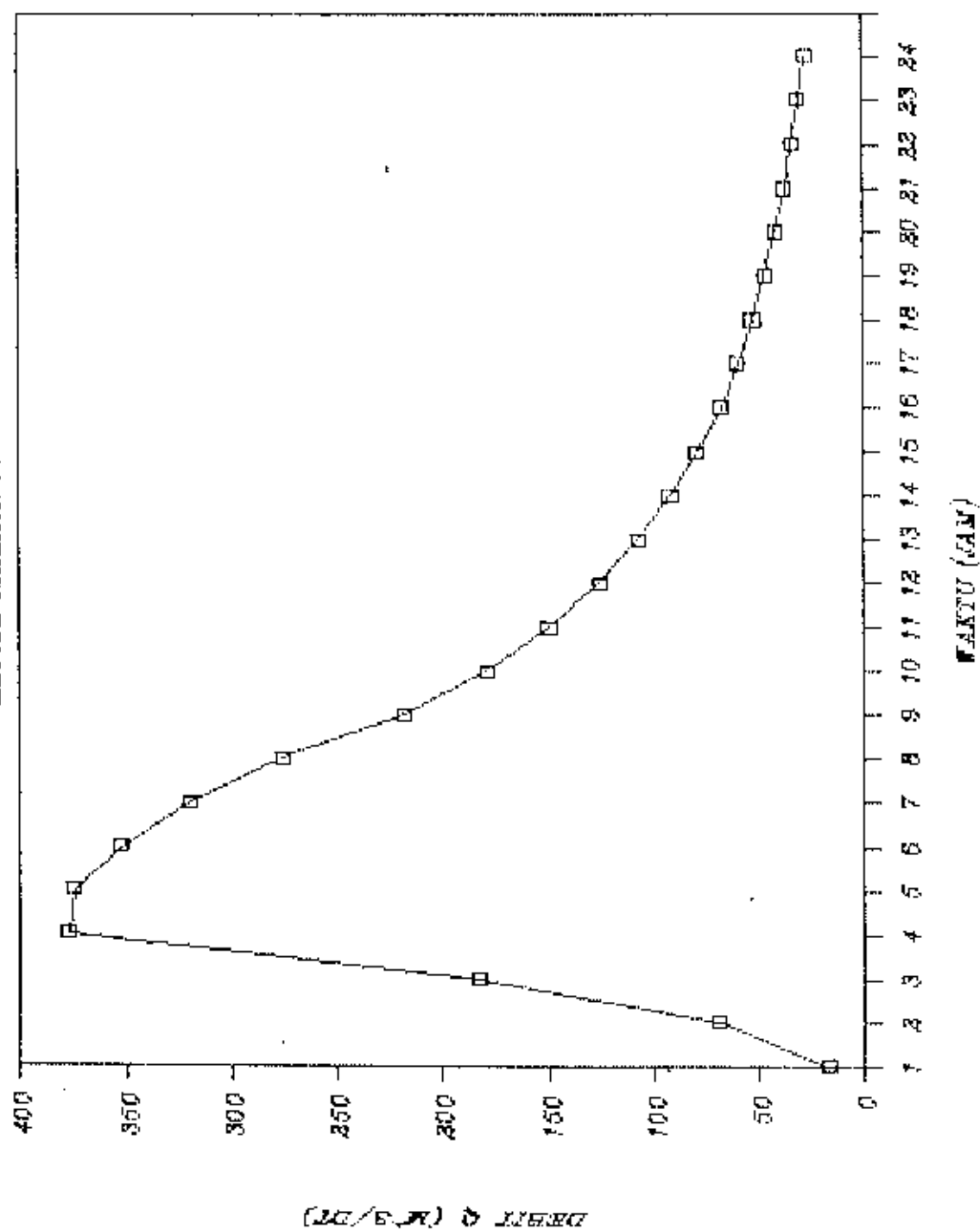


TABEL 3. 47 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 100 TH DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/m)	Base Flow (m ³ /dt)	Run off (m ³ /dt)					Total	
			33,29	8,65	6,07	4,84	4,08		
1	0,342	5,81	11,385					17,195	17
2	1,807	5,81	60,155	2,958				68,923	69
3	4,783	5,81	159,226	15,631	2,076			182,743	183
4	9,540	5,81	317,587	41,373	10,968	1,655		377,393	377
5	7,428	5,81	247,278	82,521	29,033	8,746	1,395	374,783	375
6	5,840	5,81	194,414	64,252	57,908	23,150	7,373	352,906	353
7	4,593	5,81	152,901	50,516	45,088	46,174	19,515	320,003	320
8	3,610	5,81	120,177	39,729	35,449	35,952	38,923	276,040	276
9	2,835	5,81	94,377	31,227	27,880	28,266	30,306	217,865	218
10	2,442	5,81	81,294	24,523	21,913	22,230	23,827	179,597	180
11	2,080	5,81	69,243	21,123	17,208	17,472	18,739	149,597	150
12	1,765	5,81	58,757	17,992	14,823	13,721	14,729	125,832	126
13	1,507	5,81	50,168	15,267	12,626	11,819	11,567	107,257	107
14	1,278	5,81	42,545	13,036	10,714	10,067	9,963	92,134	92
15	1,088	5,81	36,220	11,055	9,147	8,543	8,486	79,261	79
16	0,916	5,81	30,494	9,411	7,757	7,294	7,201	67,967	68
17	0,811	5,81	26,998	7,923	6,604	6,186	6,149	59,670	60
18	0,716	5,81	23,836	7,015	5,560	5,266	5,214	52,701	53
19	0,640	5,81	21,306	6,193	4,923	4,433	4,439	47,104	47
20	0,563	5,81	18,742	5,536	4,346	3,925	3,757	42,097	42
21	0,496	5,81	16,512	4,870	3,885	3,465	3,309	37,851	38
22	0,439	5,81	14,614	4,290	3,417	3,098	2,921	34,151	34
23	0,391	5,81	13,016	3,797	3,011	2,725	2,611	30,971	31
24	0,343	5,81	11,418	3,382	2,665	2,401	2,297	27,973	28

Grafik 3.19. *HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 100 TAHUN*

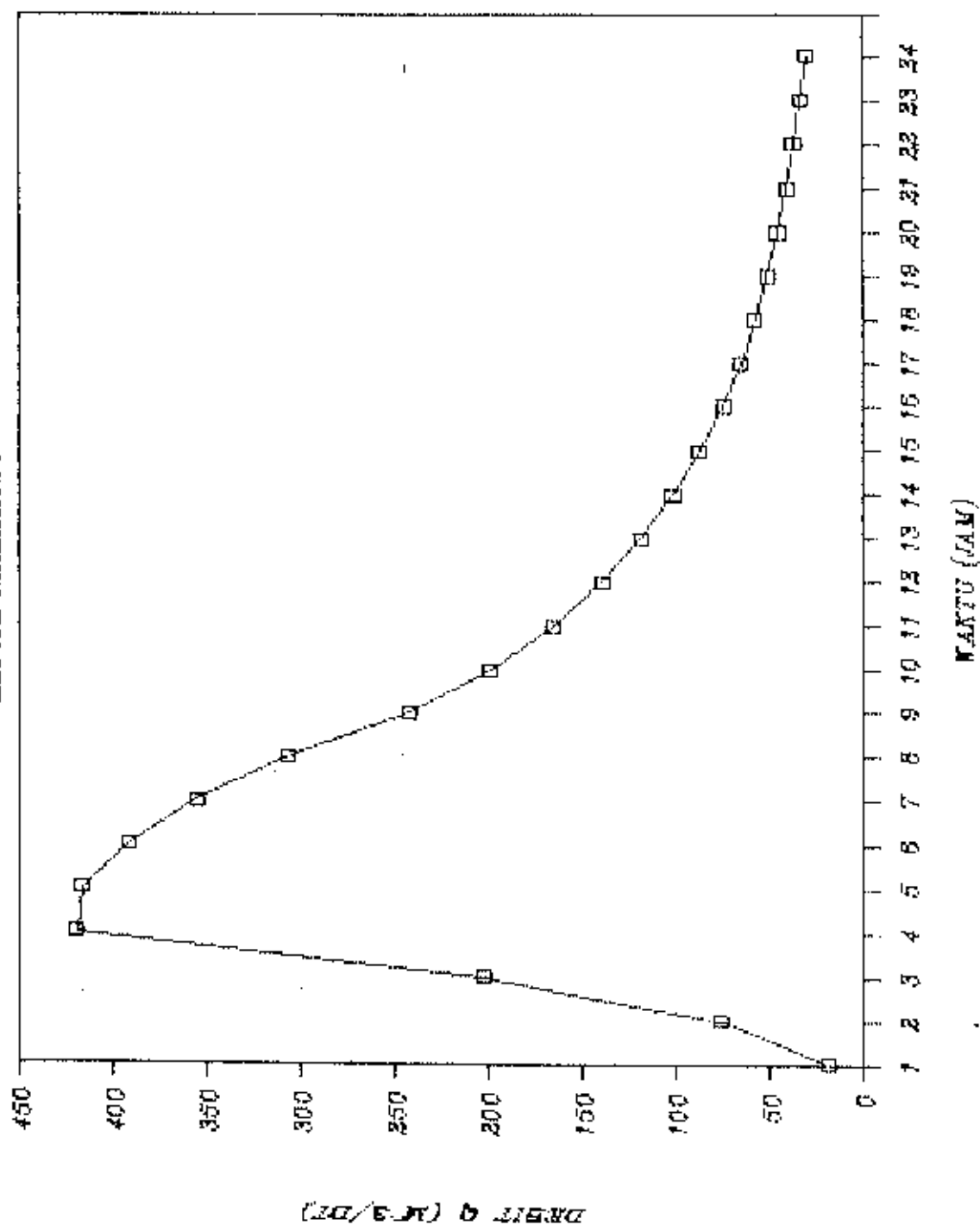
METODE NAKAYATSU



TABEL 3.48 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 200 TH DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit (mm)	Base Flow (m^3/dt)	Run off (m^3/dt)					Total	
			37,13	9,65	6,77	5,40	4,55		
1	0,342	5,81	12,698					19,508	19
2	1,807	5,81	67,094	3,300				76,204	76
3	4,783	5,81	177,593	17,438	2,315			203,156	203
4	9,540	5,81	354,220	46,156	12,233	1,847		420,266	420
5	7,428	5,81	275,802	92,061	32,381	9,758	1,556	417,367	417
6	5,840	5,81	216,839	71,680	64,586	25,828	8,222	392,965	393
7	4,593	5,81	170,538	56,356	50,288	51,516	21,763	356,270	356
8	3,610	5,81	134,039	44,322	39,537	40,111	43,407	307,227	307
9	2,835	5,81	105,264	34,837	31,095	31,536	33,797	242,338	242
10	2,442	5,81	90,671	27,358	24,440	24,802	26,572	199,653	200
11	2,080	5,81	77,230	23,565	19,193	19,494	20,898	166,191	166
12	1,765	5,81	65,534	20,072	16,532	15,309	16,426	139,683	140
13	1,507	5,81	55,955	17,032	14,082	13,187	12,899	118,965	119
14	1,278	5,81	47,452	14,543	11,949	11,232	11,111	102,097	102
15	1,088	5,81	40,397	12,333	10,202	9,531	9,464	87,738	88
16	0,916	5,81	34,011	10,499	8,652	8,138	8,031	75,141	75
17	0,811	5,81	30,112	8,839	7,366	6,901	6,857	65,886	66
18	0,716	5,81	26,585	7,826	6,201	5,875	5,815	58,113	58
19	0,640	5,81	23,763	6,909	5,490	4,946	4,950	51,870	52
20	0,563	5,81	20,904	6,176	4,847	4,379	4,168	46,285	46
21	0,496	5,81	18,416	5,433	4,333	3,866	3,690	41,549	42
22	0,439	5,81	16,300	4,786	3,812	3,456	3,258	37,422	37
23	0,391	5,81	14,518	4,236	3,358	3,040	2,912	33,874	34
24	0,343	5,81	12,736	3,773	2,972	2,678	2,562	30,531	31

METODE MAKAYATSU

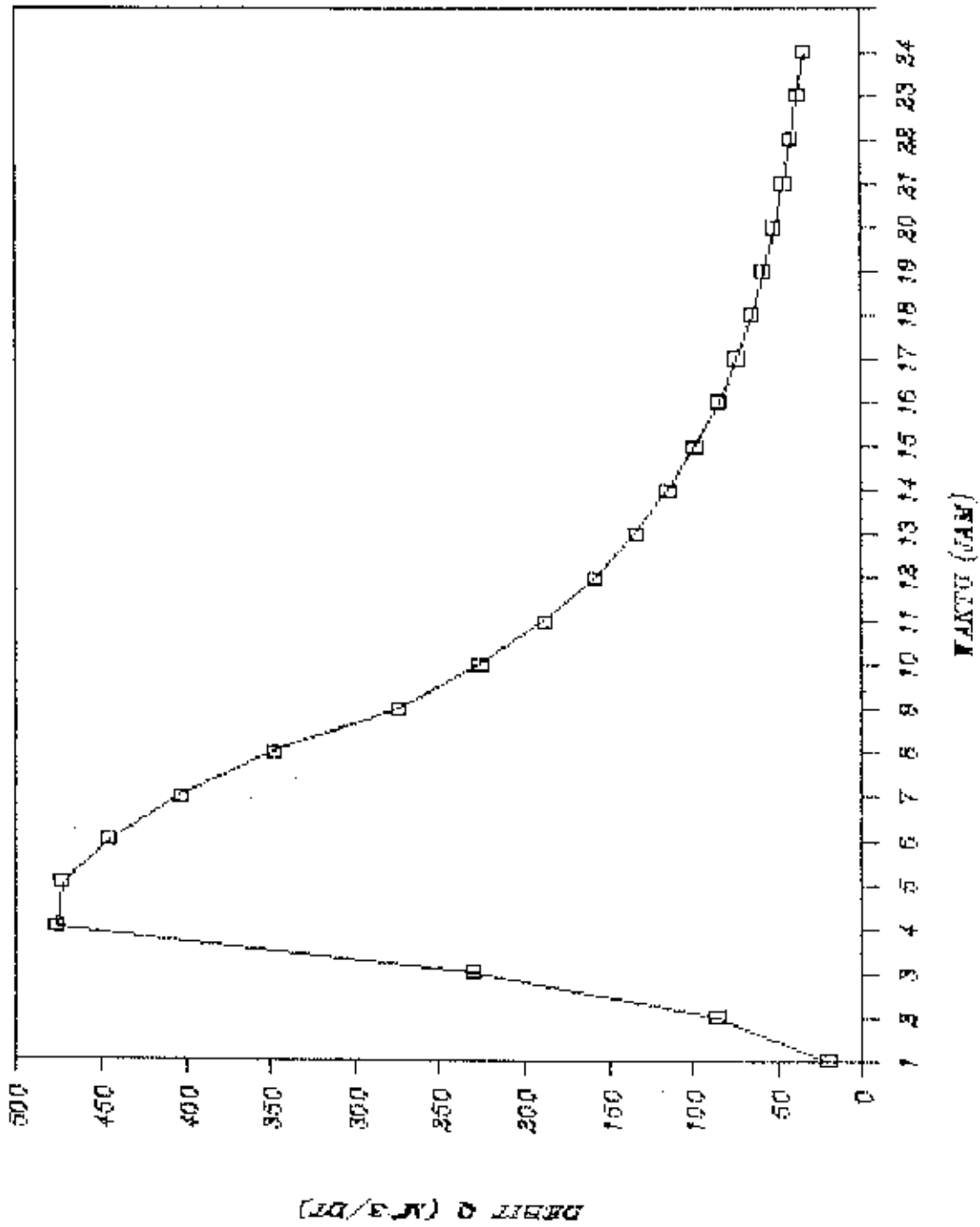


TABEL 3.48. HIDROGRAP BANJIR UNTUK 500 TH DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Base Flow (m ³ /dt)	Run off (m ³ /dt)					Total	
			42,19	10,97	7,69	6,13	5,17		
1	0,342	5,81	14,429					20,239	20
2	1,807	5,81	76,237	3,752				85,799	86
3	4,783	5,81	201,795	19,823	2,630			230,058	230
4	9,540	5,81	402,493	52,470	13,896	2,096		476,764	477
5	7,428	5,81	313,387	104,654	36,781	11,077	1,768	473,477	473
6	5,840	5,81	246,390	81,485	73,363	29,320	9,342	445,709	446
7	4,593	5,81	193,779	64,065	57,121	58,480	24,728	403,983	404
8	3,610	5,81	152,306	50,385	44,910	45,534	49,322	348,266	348
9	2,835	5,81	119,609	39,602	35,320	35,799	38,403	274,542	275
10	2,442	5,81	103,028	31,100	27,761	28,155	30,193	226,047	226
11	2,080	5,81	87,755	26,789	21,801	22,129	23,746	188,030	188
12	1,765	5,81	74,465	22,818	18,779	17,379	18,664	157,914	158
13	1,507	5,81	63,580	19,362	15,995	14,969	14,657	134,374	134
14	1,278	5,81	53,919	16,532	13,573	12,750	12,625	115,209	115
15	1,088	5,81	45,903	14,020	11,589	10,819	10,754	98,894	99
16	0,916	5,81	38,646	11,935	9,826	9,238	9,125	84,582	85
17	0,811	5,81	34,216	10,049	8,367	7,834	7,791	74,067	74
18	0,716	5,81	30,208	8,897	7,044	6,669	6,607	65,235	65
19	0,640	5,81	27,002	7,855	6,237	5,615	5,625	58,143	58
20	0,563	5,81	23,753	7,021	5,506	4,971	4,736	51,797	52
21	0,496	5,81	20,926	6,176	4,922	4,389	4,193	46,416	46
22	0,439	5,81	18,521	5,441	4,329	3,923	3,702	41,727	42
23	0,391	5,81	16,496	4,816	3,814	3,451	3,309	37,696	38
24	0,343	5,81	14,471	4,289	3,376	3,040	2,911	33,898	34

Grafik 3.21. **HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 500 TAHUN**

METODE MAKAYATSU

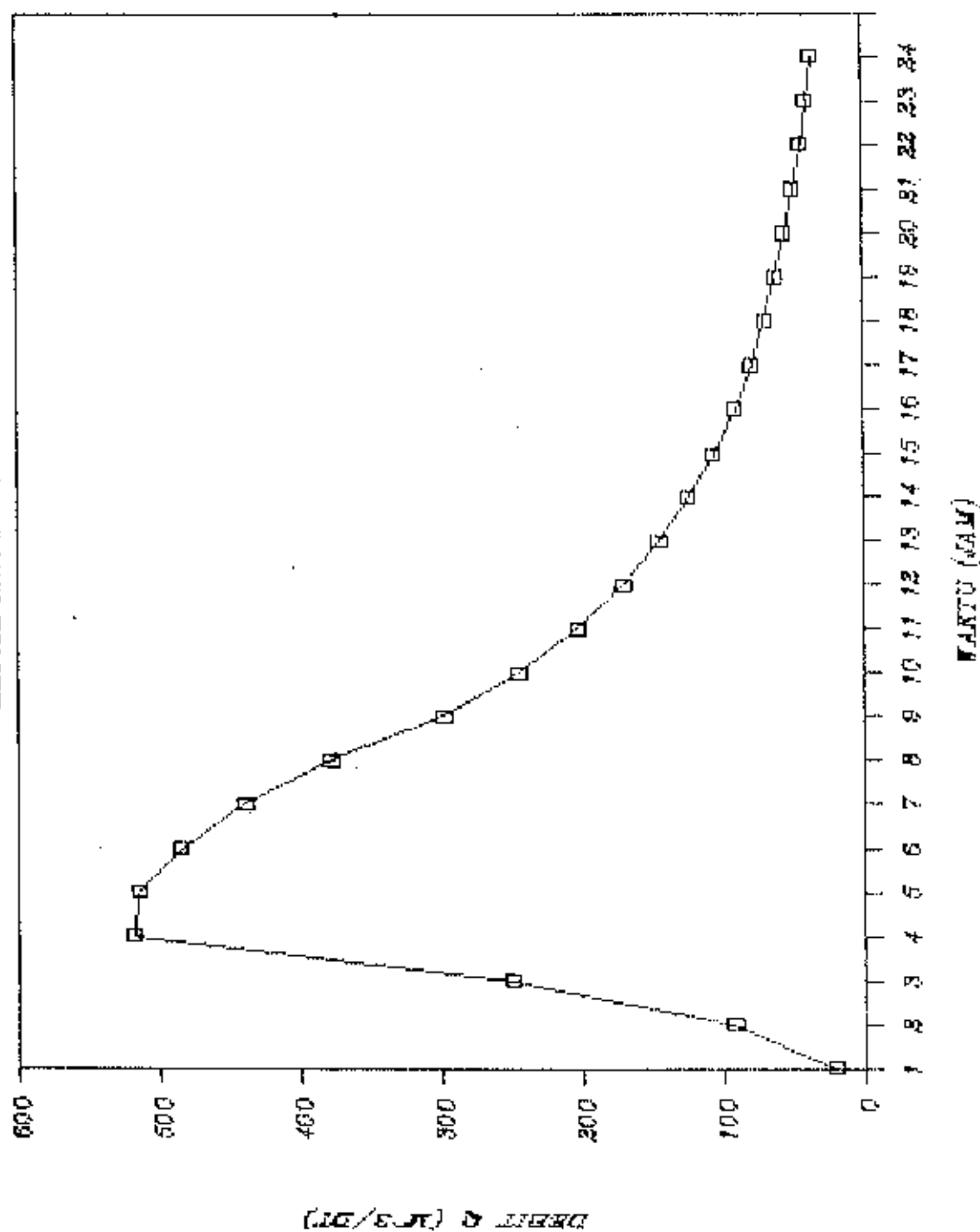


TABEL 3.50 HIDROGRAP BANJIR UNTUK 1000 TH DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Base Flow (m ³ /dt)	Run off (m ³ /dt)					Total	
			46,02	11,96	8,39	6,69	5,63		
1	0,342	5,81	15,739					21,549	22
2	1,807	5,81	83,158	4,090				93,058	93
3	4,783	5,81	220,114	21,612	2,869			250,405	250
4	9,540	5,81	439,031	57,205	15,161	2,288		519,494	519
5	7,428	5,81	341,837	114,098	40,129	12,089	1,925	515,889	516
6	5,840	5,81	268,757	88,839	80,041	31,998	10,173	485,618	486
7	4,593	5,81	211,370	69,846	62,321	63,823	26,928	440,098	440
8	3,610	5,81	166,132	54,932	48,998	49,693	53,710	379,276	379
9	2,835	5,81	130,467	43,176	38,535	39,070	41,820	298,877	299
10	2,442	5,81	112,381	33,907	30,288	30,727	32,879	245,992	246
11	2,080	5,81	95,722	29,206	23,786	24,151	25,859	204,533	205
12	1,765	5,81	81,225	24,877	20,488	18,966	20,324	171,691	172
13	1,507	5,81	69,352	21,109	17,451	16,337	15,961	146,021	146
14	1,278	5,81	58,814	18,024	14,808	13,915	13,748	125,119	125
15	1,088	5,81	50,070	15,285	12,644	11,808	11,710	107,327	107
16	0,916	5,81	42,154	13,012	10,722	10,082	9,937	91,718	92
17	0,811	5,81	37,322	10,955	9,128	8,550	8,484	80,250	80
18	0,716	5,81	32,950	9,700	7,685	7,279	7,195	70,619	71
19	0,640	5,81	29,453	8,563	6,804	6,128	6,125	62,884	63
20	0,563	5,81	25,909	7,654	6,007	5,426	5,157	55,964	56
21	0,496	5,81	22,826	6,733	5,370	4,790	4,566	50,095	50
22	0,439	5,81	20,203	5,932	4,724	4,282	4,031	44,981	45
23	0,391	5,81	17,994	5,250	4,161	3,766	3,603	40,585	41
24	0,343	5,81	15,785	4,676	3,683	3,318	3,170	36,442	36

Grafik 3.22. HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 1000 TAHUN

METODE NAKAYATSU

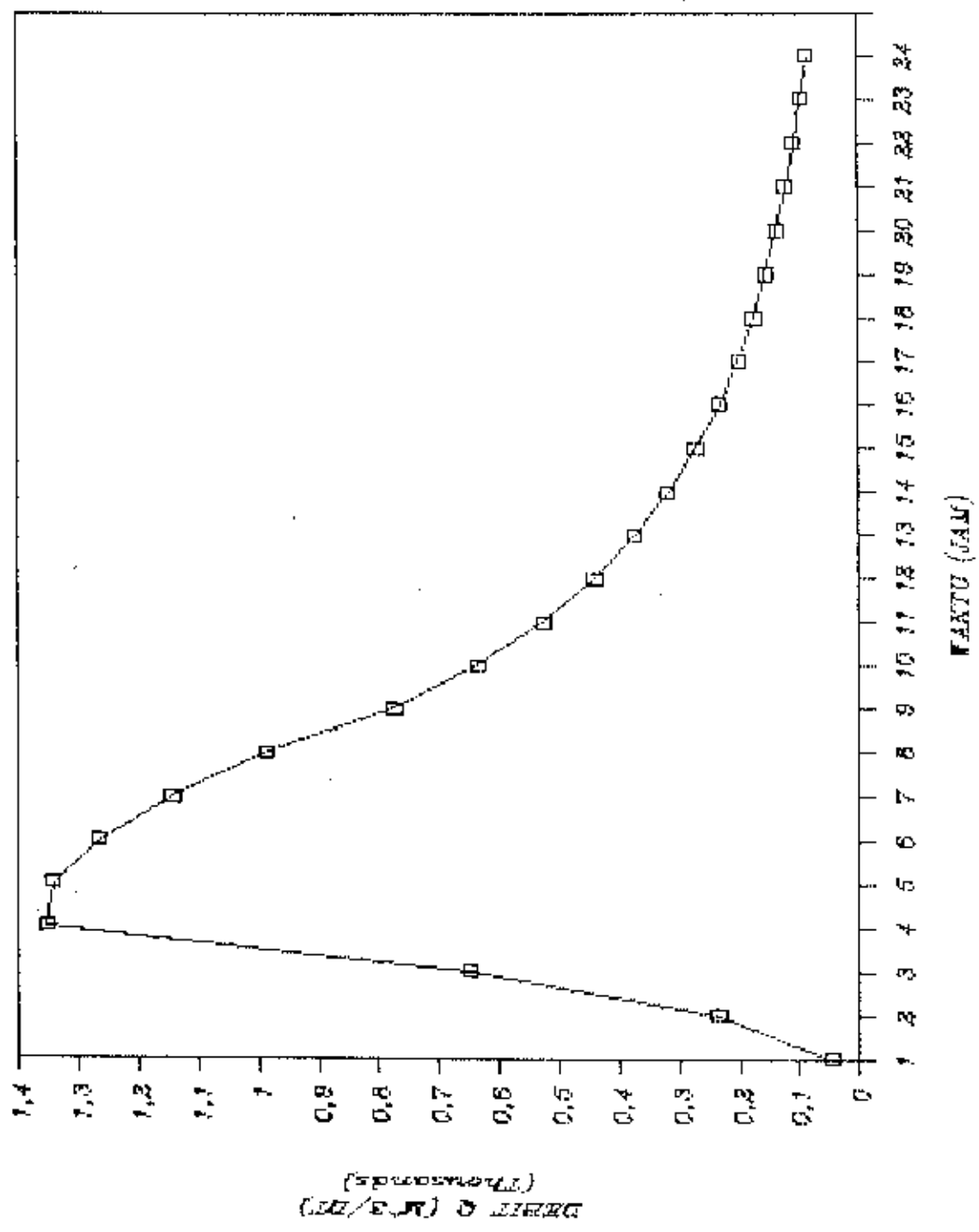


TABEL 3.51 HIDROGRAP BANJIR UNTUK PMP DENGAN BASE FLOW
Metode Nakayatsu

Waktu (jam)	Unit Hidrograp (m ³ /dt/mm)	Base Flow (m ³ /dt)	Run off (m ³ /dt)					Total	
			120,83	31,41	22,03	17,56	14,79		
1	0,342	5,81	41,325					47,135	47
2	1,807	5,81	218,343	10,741				234,894	235
3	4,783	5,81	577,939	56,751	7,533			648,033	648
4	8,540	5,81	1152,737	150,215	39,801	8,007		1354,570	1355
5	7,428	5,81	897,540	299,613	105,350	31,736	5,060	1345,110	1345
6	5,840	5,81	705,659	233,284	210,128	84,004	26,733	1265,617	1266
7	4,593	5,81	554,981	183,411	163,609	167,551	70,760	1146,122	1146
8	3,610	5,81	436,204	144,248	128,632	130,458	141,135	986,486	986
9	2,835	5,81	342,559	113,376	101,165	102,568	109,890	775,368	775
10	2,442	5,81	295,072	89,036	79,514	80,667	86,397	636,495	636
11	2,080	5,81	251,331	76,693	62,444	63,402	67,949	527,629	528
12	1,765	5,81	213,268	65,324	53,787	49,791	53,406	441,388	441
13	1,507	5,81	182,094	55,432	45,814	42,889	41,941	373,979	374
14	1,278	5,81	154,423	47,329	38,876	36,531	36,127	319,096	319
15	1,088	5,81	131,465	40,137	33,193	30,999	30,772	272,375	272
16	0,916	5,81	110,682	34,170	28,149	26,467	26,111	231,390	231
17	0,811	5,81	97,995	28,768	23,964	22,446	22,295	201,277	201
18	0,716	5,81	86,516	25,470	20,176	19,109	18,907	175,987	176
19	0,640	5,81	77,332	22,487	17,863	16,088	16,096	155,676	156
20	0,563	5,81	68,028	20,100	15,771	14,244	13,551	137,504	138
21	0,496	5,81	59,933	17,682	14,097	12,575	11,998	122,094	122
22	0,439	5,81	53,045	15,577	12,401	11,240	10,593	108,666	109
23	0,391	5,81	47,245	13,787	10,925	9,888	9,468	97,124	97
24	0,343	5,81	41,445	12,260	9,669	8,711	8,329	86,245	86

Grafik 3.23. HIDROGRAPH BANJIR RENCANA PMP

METODE MAKAYATSU



TABEL 3.52

PERBANDINGAN PERHITUNGAN HIDROGRAF BANJIR CARA
NAKAYATSU DAN SNYDER-ALEXEYEV

112

Debit	Snyder Alexeyev (m ³ /dt)	Nakayatsu (m ³ /dt)
Q10	168	233
Q20	199	277
Q50	240	334
Q100	271	377
Q200	301	420
Q500	342	477
Q1000	372	519
PMP	993	1355

3.4. ANALISA DATA DEBIT

Untuk keperluan study ini digunakan data debit bulanan sekurang-kurangnya 20 tahun pengamatan, bila data yang tersedia kurang dari 20 tahun maka dipakai cara extrapolasi debit atau dengan membuat debit sintetis dari data hujan.

3.4.1. Data Debit

Untuk menganalisa dalam study ini digunakan data debit rata-rata bulanan dengan periode pengamatan selama 31 tahun (dari tahun 1951-1981) sehingga memenuhi syarat sebagai data dasar analisa. (lihat tabel 3.53).

3.53

DATA DEBIT BULANAN RATA-RATA SUNGAI MERAWU (M³/dt)CATCHMENT AREA 213 KM²

Tahun	Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des	Rata ²
1951	22,88	20,80	24,96	22,88	16,64	14,56	8,32	6,24	11,43	15,84	20,80	22,88	17,34
1952	27,10	24,63	29,56	27,10	19,71	17,24	9,85	7,39	12,32	19,71	24,03	27,10	20,53
1953	24,14	22,28	24,14	20,42	14,85	11,14	5,57	3,71	5,57	11,14	18,57	24,14	15,47
1954	30,53	27,76	33,31	30,53	22,21	19,43	11,10	8,33	13,56	22,21	27,76	32,53	23,13
1955	31,23	28,39	34,07	31,23	22,72	19,87	11,36	8,52	14,20	22,72	28,39	31,23	23,60
1956	27,33	24,84	29,81	27,33	19,87	17,39	9,94	7,45	12,42	19,47	24,84	27,33	20,74
1957	27,90	25,36	30,44	27,90	20,29	17,75	10,15	7,61	12,68	20,29	29,36	27,90	21,14
1958	27,26	24,78	29,74	27,26	19,83	17,35	9,91	7,43	12,38	19,83	24,73	27,26	20,60
1959	24,96	23,14	24,96	21,12	15,36	11,52	5,76	3,84	3,76	11,02	19,23	24,96	16,00
1960	24,10	21,91	26,29	24,10	17,53	15,34	8,77	6,57	12,96	17,82	21,91	24,10	18,26
1961	24,19	22,33	24,19	20,47	14,88	11,17	5,58	3,72	5,98	11,17	18,61	24,19	15,31
1962	17,87	16,50	17,87	15,12	11,00	8,25	4,12	2,75	4,12	8,25	13,75	17,87	11,40
1963	20,19	18,63	20,19	17,08	12,42	9,32	4,66	3,11	4,36	9,32	19,53	20,19	12,94
1964	24,44	22,56	24,44	20,68	15,04	11,28	5,64	3,76	5,84	11,28	18,81	24,44	15,67
1965	24,21	22,35	24,21	20,49	14,90	11,17	5,59	3,72	5,59	11,17	18,82	24,21	15,52
1966	24,80	22,89	24,80	20,98	15,26	11,45	5,72	3,81	6,79	11,45	19,08	24,80	15,94
1967	28,34	25,77	30,92	28,34	20,61	18,04	10,31	7,73	12,82	20,61	25,77	28,34	21,47
1968	25,88	23,53	28,24	25,88	18,82	16,47	9,41	7,06	11,77	19,62	23,53	25,88	19,61
1969	24,97	22,70	27,24	24,97	18,16	15,89	9,08	6,81	11,35	19,16	22,72	24,97	18,91
1970	27,48	24,98	29,98	27,48	19,98	17,49	9,99	7,50	12,45	19,98	24,98	27,48	20,82
1971	24,26	22,55	26,46	24,26	17,64	15,44	8,82	6,61	11,32	17,04	22,35	24,26	18,57
1972	30,22	27,56	33,08	30,32	22,05	19,38	11,02	8,27	13,73	22,15	27,56	30,32	22,97
1973	33,27	30,25	36,30	33,27	24,20	21,17	12,10	9,07	15,12	24,29	30,25	33,27	25,21
1974	31,95	29,05	34,86	31,95	23,24	20,33	11,62	8,71	14,52	23,24	29,26	31,95	24,21
1975	32,72	22,84	37,67	32,16	24,79	5,27	3,56	2,67	12,72	23,57	26,49	28,67	21,05
1976	25,11	23,17	31,51	23,73	12,64	12,72	5,75	3,81	2,11	15,88	31,67	28,19	18,02
1977	36,70	35,40	33,13	13,69	20,41	20,57	17,98	9,15	3,60	3,08	7,78	23,57	18,71
1978	46,17	27,14	41,96	43,66	41,39	22,28	12,64	9,56	17,17	13,93	16,28	35,08	27,27
1979	32,81	22,28	31,67	34,02	17,33	6,89	12,72	9,56	5,91	10,81	23,33	38,88	20,50
1980	40,50	27,62	32,40	32,64	27,86	24,06	22,19	9,23	5,75	16,85	25,52	29,73	24,53
1981	42,61	33,21	17,42	15,47	6,48	3,08	2,11	1,30	15,07	26,38	26,16	43,01	19,33
Rata ²	28,59	24,73	28,90	25,70	18,97	14,94	9,08	6,29	9,80	16,74	22,72	27,54	19,51
Stn Dev	6,31	3,93	5,58	6,53	6,09	5,18	4,16	2,45	4,28	5,59	5,23	5,13	3,57
Coef Var	0,22	0,16	0,19	0,25	0,32	0,35	0,35	0,39	0,43	0,33	0,23	0,19	0,19

3.4.2. Lengkung Debit

Untuk menyelidiki aliran sungai, maka lengkung debit harus dibuat berdasarkan hidrograf agar dapat diketahui dengan jelas kondisi dari aliran sungai tersebut. Hal ini diperlukan untuk mengetahui aliran sungai yang dapat digunakan dalam jangka waktu tertentu.

Lengkung debit (Flow Duration Curve) juga menunjukkan besarnya aliran pada setiap probabilitas / kemungkinan kejadian. Sumbu Vertikal adalah besarnya aliran sedangkan sumbu horizontal adalah prosentase kemungkinan terjadinya

Untuk mengetahui lengkung debit dapat digunakan debit harian sekurang-kurangnya 5 tahun pengamatan atau debit rata-rata bulanan, dalam study ini data debit rata-rata bulanan.

Proses pembuatan lengkung debit adalah dengan mengurutkan atau pakai interval tertentu semua data aliran dari yang terbesar sampai yang terkecil. Perhitungan berikutnya adalah dengan menganalisa prosentase masing-masing besaran debit. proses pembuatan lengkung debit dalam study ini diperlihatkan pada tabel 3.54 dan grafik 3.24.

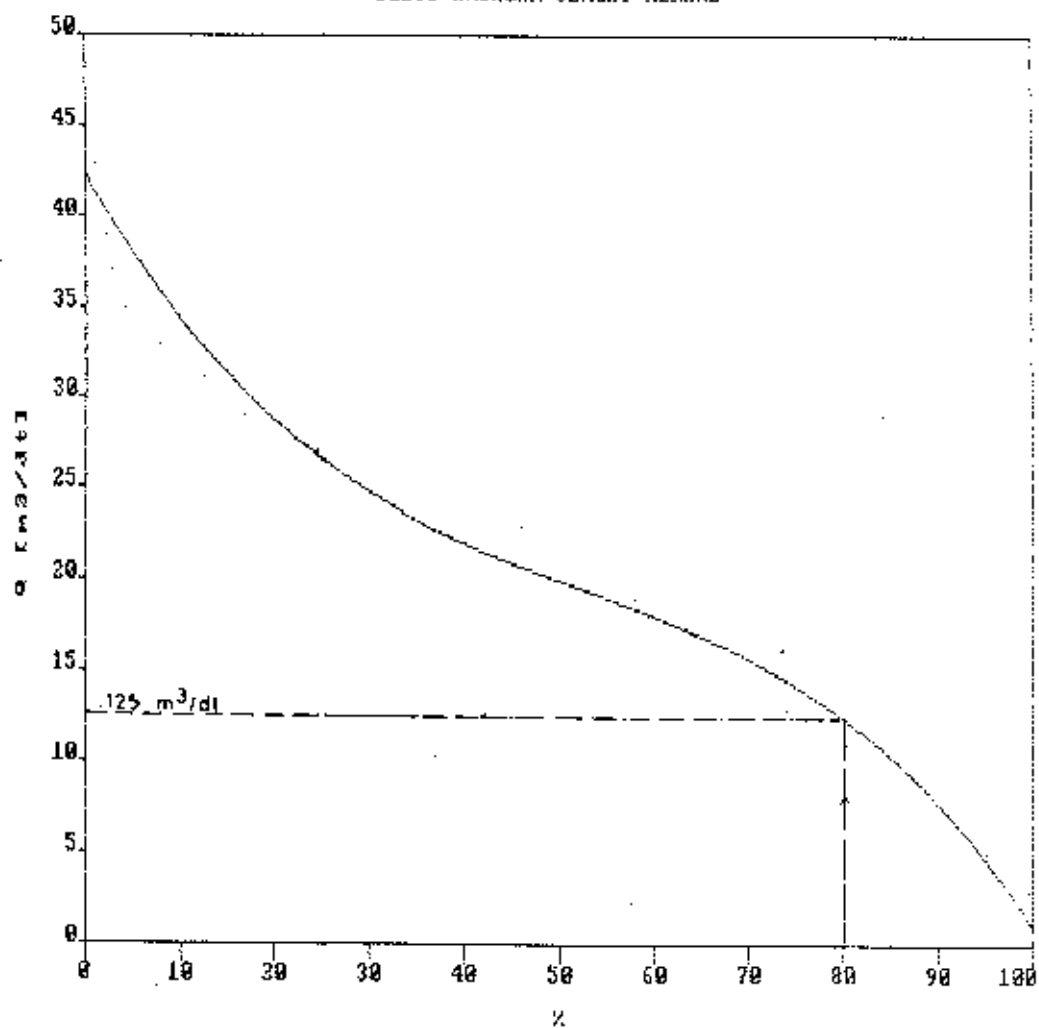
TABEL PERHITUNGAN DEBIT ANDALAN SUNGAI MERAU

354

INTERVAL DEBIT	TIKOK TENGAH DEBIT (M ³ /DT)	FREK	FREK KOM	PROSENTASE (%)
46 <= Q < 48	47	1	1	0,27
44 <= Q < 46	45	0	1	0,27
42 <= Q < 44	43	3	4	1,08
40 <= Q < 42	41	3	7	1,88
38 <= Q < 40	39	1	8	2,15
36 <= Q < 38	37	3	11	2,96
34 <= Q < 36	35	5	16	4,30
32 <= Q < 34	33	13	29	7,80
30 <= Q < 32	31	18	47	12,63
28 <= Q < 30	29	16	63	16,96
26 <= Q < 28	27	28	91	24,46
24 <= Q < 26	25	49	140	37,63
22 <= Q < 24	23	51	171	45,97
20 <= Q < 22	21	21	192	51,61
18 <= Q < 20	19	24	216	58,06
16 <= Q < 18	17	22	238	63,96
14 <= Q < 16	15	18	256	68,82
12 <= Q < 14	13	19	275	73,92
10 <= Q < 12	11	24	299	80,38
8 <= Q < 10	9	22	321	86,29
6 <= Q < 8	7	15	336	90,32
4 <= Q < 6	5	18	354	95,16
2 <= Q < 4	3	17	371	99,73
0 <= Q < 2	1	1	372	100

Grafik 3.24

DEBIT ANDALAN SUNGAI MERAWU



3.4.3. Penentuan Debit Andalan

Untuk perhitungan debit andalan ini ditetapkan debit andalan sebesar 80 % (dari Study NIPPON KOEI) yaitu debit yang terjadi atau terlampauinya sebesar 80 %, dimana resiko yang akan dihadapi karena terjadinya debit yang lebih kecil dari debit andalan 20 % yang berarti 5 tahun sekali diperkirakan terjadi kegagalan. Hal ini dikarenakan di Indonesia terjadi musim kemarau panjang setiap 5 tahun sekali. Dengan melihat grafik 3.24.(lengkung debit) didapat debit andalan 80 % sebesar $12,5 \text{ m}^3/\text{dt.}$

3.5. ANALISA SEDIMEN

Penyelidikan sedimen di daerah pengaliran sungai Merawu dilakukan stasiun pengamat Clangap, penyelidikan ini dilakukan mulai bulan Januari sampai pada bulan September 1988 oleh Proyek Pengembangan Sungai Serayu. Adapun hasil observasi dapat dilihat pada tabel 3.54.

Sedimen yang ada di sungai Merawu dapat dibedakan menjadi 3 golongan yaitu:

1. Bed load adalah material dasar sungai yang bergerak secara menggelinding akibat gaya tractive force air sungai.
2. Suspended load adalah material yang bergerak meloncat-loncat dan melayang dalam aliran sungai.
3. Wash load adalah partikel-partikel halus dan tak dapat mengendap pada dasar sungai. Material tersebut melayang pada permukaan. Karena wash load tidak mempengaruhi endapan dan dapat dimasukkan dalam kriteria suspended load

3.5.1. Analisa Sedimen Suspended

Dalam pengamatan di lapangan nampak jelas bahwa pada perubahan tinggi muka air ataupun debit sungai akan diikuti oleh perubahan kekeruhan air sungai. Kekeruhan tersebut disebabkan oleh adanya sedimen yang terangkut, yaitu semakin besar kadar sedimen yang terangkut semakin keruh dan semakin sedikit kadar sedimen yang terangkut

air akan semakin jernih.

Dengan anggapan bahwa partikel-partikel yang melayang diangkut langsung bersama aliran dengan kecepatan yang sama dengan kecepatan aliran, maka debit sedimennya dapat dinyatakan sebagai hasil perkalian antara debit aliran dengan kadar suspensi. Secara rumus dapat ditulis sebagai berikut : (pusat penelitian dan pengembangan pengairan, 1986 hal 6-13)

$$Q_s = k \times c \times Q_w$$

dimana :

Q_s : Debit sedimen (ton/hari)

Q_w : Debit aliran sungai (m^3/dt)

c : Konsentrasi sedimen (mg/l)

k : 0,0864 (konstanta pengubah satuan)

Untuk membuat hubungan antara debit sedimen dengan debit aliran sungai, terlebih dahulu harus menghitung besarnya debit sedimen untuk tiap-tiap kadar suspensi dari analisis laboratorium dengan satuan ton/hari.

Persamaan yang dipergunakan untuk menghitung hubungan antara debit sedimen dengan debit aliran adalah :

$$Q_s = c_1 Q_w^{c_2}$$

dimana :

Q_s : Debit sedimen (ton/hari)

Q_w : Debit aliran sungai

c_1 : Konstanta

c_2 : Konstanta

Tabel 3.55, Hasil Pengukuran dan Analisa Suspended load
Kali Merawu-Clangap

NO	TANGGAL	Q _w (M ³ /dt)	c (mg/l)	Q _s (ton/hari)
1	19-1-88	201,838	14612,0	289693,399
2	21-1-88	28,275	600,3	1466,509
3	22-1-88	29,231	496,5	1253,940
4	23-1-88	38,155	747,4	2463,873
5	23-1-88	34,939	1209,8	3654,150
6	23-1-88	34,459	921,7	2744,136
7	23-1-88	34,390	693,0	2059,108
8	23-1-88	32,421	645,0	1806,757
9	10-2-88	33,938	444,6	1303,675
10	10-2-88	32,998	380,1	1083,675
11	19-2-88	36,480	283,1	892,295
12	19-2-88	63,632	1476,6	8373,215
13	11-2-88	58,179	909,4	4571,250
14	11-2-88	53,193	681,8	3133,468
15	11-2-88	51,696	671,6	2999,725
16	11-2-88	50,553	530,4	2316,670
17	22-2-88	58,782	3416,0	17349,061
18	22-2-88	65,632	4989,0	28290,647
19	22-2-88	52,443	6098,0	27630,497
20	3-3-88	89,459	12936,0	99983,676
21	3-3-88	118,674	10935,0	112121,296
22	3-3-88	227,609	36726,0	722232,127
23	5-3-88	118,674	8666,0	90906,942
24	5-3-88	344,526	20800,0	619154,565
25	5-3-88	80,948	20661,0	144501,117
26	6-3-88	141,446	10645,0	130091,847
27	6-3-88	422,145	13303,0	485204,682
28	6-3-88	167,067	18724,0	270273,241
29	20-3-88	26,705	1044,8	2410,680
30	20-3-88	29,744	1198,0	3078,718
31	21-3-88	38,729	1038,3	3474,345
32	22-3-88	35,612	1112,9	3424,256
33	22-3-88	35,779	1054,0	3258,236
34	22-3-88	50,101	1052,4	4555,552
35	23-3-88	32,221	1139,1	3171,134
36	23-3-88	32,306	1139,1	3179,500
37	23-3-88	30,781	1192,7	3171,960
38	23-3-88	46,767	1265,0	5111,446
39	24-3-88	48,487	1279,7	5361,016
40	12-6-88	16,294	438,6	617,462
41	9-6-88	7,784	126,0	84,740
42	9-7-88	6,801	81,6	47,949
43	3-9-88	4,688	18,8	7,615
44	3-9-88	4,916	45,8	19,453

Bel 3 56 Hasil Perhitungan Perumusan Suspended Load
Kali Meramu-Glangap

Qw	c	Qs	Log Qw	Log Qs	XY	X ²	
[M ³ /dt]	[mg/l]	[ton/hari]	X	Y			
1	201,838	16612,0	289693,399	2,305	5,462	12,590	5,313
2	28,275	600,3	1466,509	1,451	3,166	4,596	2,107
3	29,231	496,5	1253,940	1,466	3,099	4,542	2,149
4	38,155	747,4	2463,873	1,582	3,392	5,364	2,501
5	34,959	1209,8	3654,150	1,544	3,563	5,499	2,393
6	34,459	921,7	2744,138	1,537	3,438	5,286	2,363
7	34,390	693,0	2059,108	1,536	3,314	5,091	2,361
8	32,421	645,0	1806,757	1,511	3,257	4,921	2,283
9	33,938	444,6	1303,675	1,531	3,115	4,768	2,343
10	32,998	380,1	1083,675	1,518	3,035	4,608	2,306
11	36,480	283,1	892,295	1,562	2,951	4,609	2,440
12	65,632	1476,6	8373,215	1,817	3,923	7,128	3,302
13	58,179	909,4	4571,250	1,765	3,660	6,459	3,114
14	53,193	681,8	3133,468	1,726	3,496	6,034	2,979
15	51,696	671,6	2999,725	1,713	3,477	5,958	2,936
16	50,553	530,4	2316,670	1,704	3,365	5,733	2,903
17	58,782	3416,0	17349,061	1,769	4,239	7,500	3,130
18	65,632	4989,0	26290,647	1,817	4,452	8,089	3,302
19	52,443	6098,0	27630,497	1,720	4,441	7,638	2,957
20	89,459	12936,0	99985,676	1,952	5,000	9,758	3,809
21	118,674	10938,0	112121,296	2,074	5,050	10,475	4,303
22	227,609	36726,0	722232,127	2,357	5,859	13,810	5,556
23	118,674	8866,0	90906,942	2,074	4,959	10,266	4,303
24	344,526	20800,0	619154,565	2,537	5,792	14,695	6,437
25	80,948	20661,0	144501,117	1,908	5,160	9,846	3,841
26	141,446	10645,0	130091,847	2,151	5,114	10,999	4,625
27	422,145	13303,0	485204,882	2,625	5,686	14,928	6,893
28	167,067	18724,0	270273,241	2,223	5,432	12,074	4,941
29	26,705	1044,8	2410,680	1,427	3,382	4,825	2,035
30	29,744	1198,0	3078,718	1,473	3,488	5,140	2,171
31	38,729	1038,3	3474,345	1,588	3,541	5,623	2,522
32	35,612	1112,9	3424,256	1,552	3,535	5,484	2,407
33	35,779	1054,0	3258,236	1,554	3,513	5,458	2,414
34	50,101	1052,4	4555,552	1,700	3,659	6,219	2,889
35	32,221	1139,1	3171,134	1,508	3,501	5,280	2,274
36	32,306	1139,1	3179,500	1,509	3,502	5,286	2,278
37	30,781	1192,7	3171,960	1,488	3,501	5,211	2,215
38	46,767	1265,0	5111,446	1,670	3,709	6,193	2,739
39	48,487	1279,7	5361,018	1,686	3,729	6,286	2,541
40	16,294	438,6	617,462	1,212	2,791	3,382	1,469
41	7,784	126,0	84,740	0,891	1,929	1,718	0,794
42	6,801	81,6	47,949	0,833	1,681	1,399	0,693
43	4,688	18,8	7,615	0,671	0,882	0,592	0,450
44	4,916	45,8	19,453	0,692	1,289	0,891	0,478
			72,952	164,611	292,551	128,511	

Dengan menggunakan perhitungan statistik dapatlah dibuat suatu grafik hubungan antara debit sedimen dengan debit aliran.

Debit aliran sebagai absis X (m^3/dt)

Debit sedimen sebagai ordinat Y (ton/hari)

Dimana harga-harga c_1 dan c_2 dapat dicari dengan rumus dibawah ini :

$$(\sum Y) - m \cdot \log C_1 - (\sum X) \cdot C_2 = 0$$

$$(\sum Y) - (\sum X) \cdot \log - (\sum x^2) \cdot C_2 = 0$$

$$164,611 - 44 \log C_1 - 72,952 C_2 = 0$$

$$292,551 - 72,952 \log C_1 - 128,511 C_2 = 0$$

$$12008,702 - 3209,888 \log C_1 - 5321,994 C_2 = 0$$

$$12872,244 - 3209,888 \log C_1 - 5654,484 C_2 = 0$$

$$\begin{array}{r} - 863,542 \qquad \qquad \qquad + 332,490 C_2 \end{array}$$

$$C_2 = \frac{963,542}{332,490} = 2,597$$

$$\text{----> } 164,611 - 44 \log C_1 - 72,952 C_2 = 0$$

$$164,611 - 44 \log C_1 - 72,952 \times 2,597 = 0$$

$$164,611 - 44 \log C_1 - 189,456 = 0$$

$$44 \log C_1 = - 24,845$$

$$\log C_1 = - \frac{24,845}{44} = - 0,565$$

$$C_1 = 0,272$$

Sehingga didapat perumusan :

$$Q_s = 0,272 Q_w^{2,597}$$

Untuk mendapatkan angkutan suspended load rata-rata tahunan yang terjadi di waduk Maung dengan cara memasukkan debit rata-rata tahunan di daerah DAS Merawu ke dalam persamaan di atas.

Perhitungan tersebut diperlihatkan pada tabel (Angkutan Suspended load) sebagai berikut:

TABEL 3.57. : ANGKUTAN SUSPENDED LOAD

TAHUN	DEBIT M ³ /DT	SEDIMENT TON/HR	SEDIMENT TON/TH
1951	17,34	449,14	163938,22
1952	20,53	696,37	254176,78
1953	15,47	333,95	121890,01
1954	23,13	949,15	346438,29
1955	23,60	1000,05	365017,97
1956	20,47	691,10	252252,11
1957	21,14	751,39	274258,07
1958	20,60	702,56	256433,61
1959	16,00	364,48	133033,61
1960	18,26	513,67	187490,50
1961	15,31	325,05	118643,06
1962	11,40	151,13	55162,47
1963	12,94	210,02	76657,58
1964	15,67	345,27	126024,78
1965	15,52	336,76	122915,76
1966	15,94	360,94	131741,90
1967	21,47	782,23	285515,43
1968	19,61	618,21	225645,19
1969	18,91	562,52	205319,25
1970	20,82	722,21	263606,56
1971	18,57	536,63	195869,26
1972	22,97	932,19	340249,01
1973	25,21	1187,01	433257,86
1974	24,21	1068,57	390029,40
1975	21,05	743,11	271236,09
1976	18,02	496,32	181157,76
1977	18,71	547,20	199727,28
1978	27,27	1455,60	531295,42
1979	20,50	693,74	253213,32
1980	24,53	1105,64	403558,32
1981	19,33	595,54	217373,15
T o t a l			7383124,00
Rata-rata per tahun			238165,29 ✓

3.5.2. Analisa Muatan Dasar

Untuk menghitung angkutan dasar dipakai tabel Boorland and Moddock (Sedimentation Studies For Planning of Reseryation by USBR IV th Congress on Large Dam's 1951).

Dimana mereka membuat hubungan antara konsentrasi suspended load, jenis material dan prosentase bed load terhadap suspended load , seperti pada tabel (tabel Boorland and Moddock).

Tabel 3.58. (tabel Boorland and Moddock)

Konsentrasi Suspended load	Jenis material dasar sungai	Jenis Material suspended load	Prosentase bed load terhadap suspended load
Rendah ≤ 1000 ppm	Pasir	sama dengan dasar sungai	50 %
	Kerikil/rock berbatu	clay,silt + sediment pasir	5 %
Sedang 1000-7500 ppm	Pasir	sama dengan dasar sungai	10 - 20 %
	kerikil/batu	clay,silt 25 % pasir	5 %
Tinggi > 7500 ppm	Pasir	sama dengan dasar sungai	10 - 20 %
	kerikil/' berbatu	caly,silt + 25 % pasir/ karang	2 - 8 %

*> sumber PUBLITBANG Pengairan

Dari tabel tersebut dapat dilihat konsentrasi suspended load yang pernah terjadi 36726 mg/l (ppm), bila dikembangkan dengan tabel Boorland and Moddock, maka jenis konsentrasi suspended load termasuk dalam kategori tinggi (>7500 ppm) jenis material dasar sungai berupa Pasir, maka konsentrasi bed load terhadap total suspended load 10 - 20 % diambil 20 % .

Sehingga angkutan bed load = 20 % x 238165,29

$$= 47633,06 \text{ ton / tahun}$$

3.5.3. Jumlah Angkutan Sedimen Pada Sungai

Jumlah angkutan suspended load dan bed load dapat ditentukan dengan cara menjumlahkan suspended load dan bed load. Jumlah angkutan suspended load adalah 238165,29 ton/tahun, dan jumlah angkutan bed load adalah 47633,06 ton/tahun. Jadi total angkutan sedimen $238165,29 + 47633,06 = 285798,35$ ton/tahun.

3.5.4. Pengendapan Sedimen Dalam Waduk

Dalam menghitung pengendapan sedimen didalam waduk, yang harus diperhatikan adalah jumlah sedimen yang masuk kedalam waduk, kemudian menentukan rapat massa dari sedimen dan trap efisiensi.

3.5.4.1. Menentukan Rapat Massa

Menentukan rapat massa sedimen selama T tahun ($T = 50$ Tahun), dalam hal ini di pakai perumusan dari Lane dan Koelzer (1935), yang memperkirakan "rapat massa" di waduk sebagai berikut :

$$b_T = b_L + B \log T$$

dimana :

T = waktu dalam tahun

B = koefisien konsolidasi

b_L = "rapat massa" mula-mula diambil harga nya setelah 1 tahun konsolidasi, untuk operasi waduk "normally a moderate reservoir drawdown"

$$b_L = 1185 \text{ dan } B = 45$$

$$\begin{aligned} b_T &= b_L + B \log T \\ &= 1185 + 45 \log 50 \\ &= 1261 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Jadi Rapat massa setelah 50 tahun =
1261 kg/m^3

Total sedimen yang masuk kedalam waduk :

$$\frac{285798,35 \times 10^3}{1261} = 226644,21 \text{ m}^3 / \text{th}$$

3.5.4.2. Trap Efisiensi

Merupakan perbandingan antara jumlah sedimen yang diendapkan dan total sedimen inflow. Trap efisiensi didapat dari grafik hubungan antara angka perbandingan kapasitas aliran inflow dengan prosentase sedimen trap yang dibuat oleh Gunar Brune.

Debit rata-rata bulanan = $19,51 \text{ m}^3/\text{dt}$

Volume inflow selama 1 tahun :

$$19,51 \times 365 \times 24 \times 3600 = 615.267.360 \text{ m}^3$$

Kapasitas reservoir = $97,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Capacity inflow ratio =

$$\frac{97,16 \cdot 10^6}{615.267.360} = 0,16$$

Dari grafik 3.25 didapat sedimen trapped : 90%

Maka volume sedimen selama 50 tahun :

$$90\% \times 226.644,21 \times 50 = 10.199.889,45 \text{ m}^3$$

Grafik 3.25

DESIGN OF SMALL DAMS

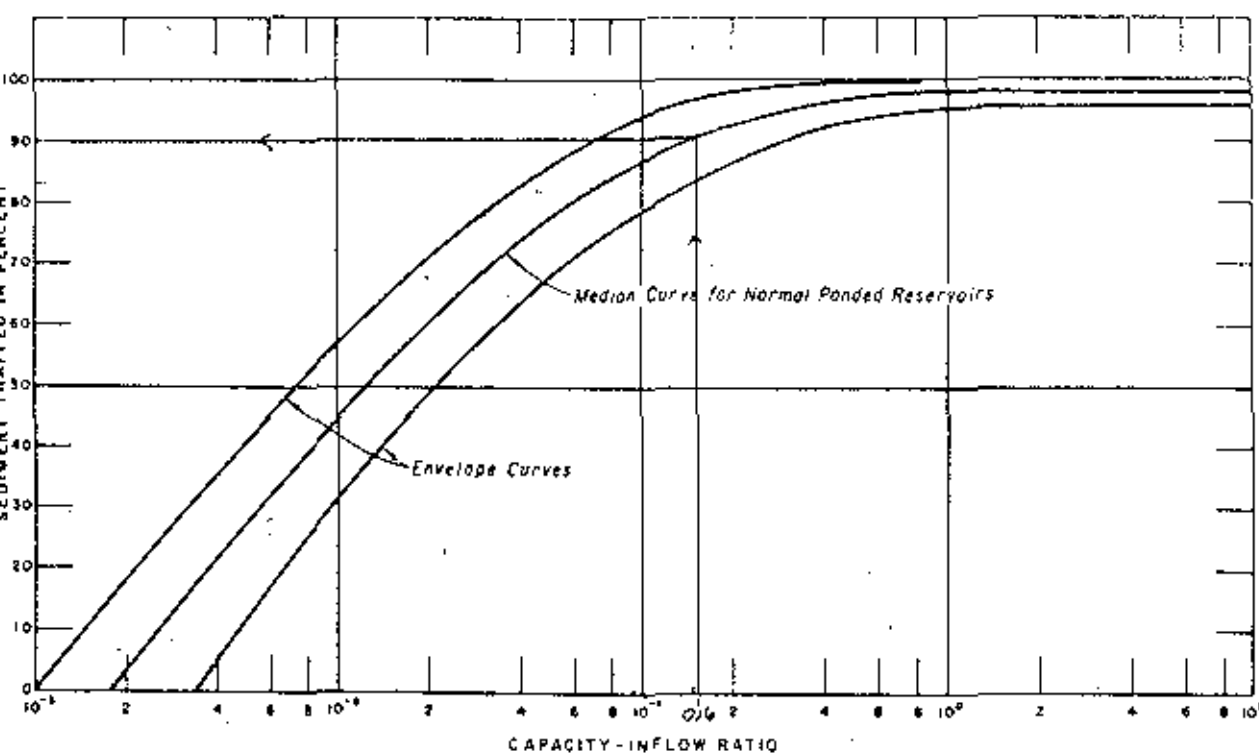


Figure H-4. Reservoir trap efficiency. Adapted from Brune [14], 288-D-2845.

B A B I V

LETAK DAM SITE DAN TYPE PLTA

4.1. Umum

Pembangkitan tenaga air adalah suatu bentuk perubahan tenaga dari tenaga air dengan ketinggian dan debit tertentu menjadi tenaga listrik, dengan menggunakan turbin air dan generator.

Debit dan tinggi jatuh (head) adalah dua faktor utama yang menentukan besarnya kapasitas pembangkitan dalam suatu pembangkit tenaga listrik, karenanya dalam memilih site dari bangunan PLTA haruslah diusahakan agar kedua hal tersebut mencapai sebesar-besarnya tanpa mengabaikan unsur lain, sebab dengan bertambahnya head sering kali diikuti dengan besarnya volume bendungan, luas dari genangan dan bertambah panjangnya water way sehingga pertambahan tinggi jatuh tersebut belum tentu membawa keuntungan secara ekonomis.

Faktor-faktor yang mempengaruhi penentuan suatu site bangunan PLTA yang memakai bendung dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Faktor Teknis

- a) Keadaan topografi disekitar lokasi bendungan.
- b) Susunan formasi geologi disekitar site yang memenuhi syarat sebagai pondasi bendungan.

- c) Karakteristik dari bahan bangunan yang akan dipakai untuk tubuh bendungan itu sendiri.
- d) Keadaan sungai, misalnya : profil sungai, kecepatan aliran, debit, kemiringan dasar sungai serta morfologi.

2. Faktor Non Teknis

a) Faktor ekonomis antara lain dengan :

- Mengusahakan sependek mungkin panjang tubuh bendungan yaitu dengan mencari lebar sungai yang sempit, sehingga nantinya didapat volume konstruksi dari tubuh bendungan yang kecil.
- Diusahakan untuk mendapatkan bahan timbunan sedikit mungkin dengan site yang direncanakan.
- Membuat sarana jalan kelokasi site dam guna memperlancar transportasi, serta pengangkutan alat-alat berat yang diperlukan untuk pembangunan bendungan.

b) Faktor Sosial

Masalah pembebasan tanah, dan pemindahan penduduk dari areal yang akan dipergunakan untuk lokasi bendungan serta daerah genangan merupakan masalah yang sangat peka dan rumit, sehingga perlu dicarikan jalan keluar yang sebaik-baiknya.

Demikian juga penggantian bangunan-bangunan umum yang terletak pada lokasi bendungan tersebut perlu mendapat perhatian.

Untuk lebih jelasnya guna mendapat gambaran yang lebih jelas, berikut akan diuraikan masing-masing faktor diatas.

4.2. Dam Site

4.2.1. Pertimbangan Topografi

Pemilihan letak dan site didasarkan pada faktor-faktor sebagai berikut :

- a. Untuk memperoleh bendungan yang paling ekonomis, hendaknya dipilih penampang melintang sungai yang sempit, sehingga bendung yang akan di bangun pendek.
- b. Disamping itu dipilih juga lokasi yang baik untuk penampang air yaitu dengan sedikit perbandingan akan diperoleh kapasitas penampang air dan head yang besar.
- c. Luas daerah yang tergenang sekecil mungkin dan kurang berpotensi untuk pengembangannya dilihat dari nilai ekonomi dan sosial masyarakat.
- d. Dipilih pada daerah yang mempunyai persediaan material yang memenuhi syarat baik kuantitas maupun kualitasnya bahan konstruksi.
- e. Dipilih pada daerah yang mempunyai angkutan sedimen yang minimum, ini sangat besar artinya sehubungan dengan umur efektif bangunan tersebut.
semakin besar angkutan sedimen diderah tersebut, makin cepat waduk akan terisi bahan endapan.

- f. Sebaiknya lokasi dekat dengan prasarana jalan yang sudah ada untuk memudahkan transportasi material konstruksi, peralatan, keamanan dan keperluan lainnya.

Secara umum keadaan lokasi/topografi pada daerah bendungan Maung dapat digambarkan sebagai berikut :

- Lebar yang sempit serta curam.
- Potongan yang melintang lembah yang berbentuk huruf V
- Lebar rata-rata sungai (muka air) 30 meter dan kemiringan lembah 60° - 70° .

Dengan tinggi bukit sekitar 200 meter.

Dari keadaan diatas dapat dihitung Canyon Shape Factor (CSF) dengan Rumus :

$$CSF = \frac{b + H (\sec \phi_1 + \sec \phi_2)}{H}$$

Dimana :

CSF = Canyon shape faktor

b = lebar sungai

H = tinggi bukit disebelah kiri-kanannya

ϕ_{1-2} = sudut dari pada lembah.

Dari data diatas maka dapat dihitung CSF

$$\begin{aligned} CSF &= \frac{30 + 200 (\sec 30^{\circ} + \sec 20^{\circ})}{200} \\ &= 2,46 \end{aligned}$$

Dimana untuk bendung busur (arch dam) syarat yang harus dipenuhi CSF antara 2 - 5

4.2.2. Pertimbangan geologi dan Pondasi

Keadaan geologi dan pondasi akan ditinjau guna mendapat gambaran yang lebih lengkap. Hal ini sangat berguna dalam menentukan type bendung.

- a. Bukit sandaran (abutment) pada lokasi bendung sangat baik. Keadaan batuan sangat homogen dan pada kedalaman yang berbeda menunjukkan tegangan yang sama.
- b. Pada kedalaman 100 meter atau lebih dari dasar sungai terdapat perubahan jenis batuan, hal ini tidak berpengaruh terhadap kestabilan pondasi. Sebab batuan ignibrite mempunyai tegangan yang cukup besar.
- c. Batuan dasar mempunyai permeabilitas yang rendah/kecil, dimana tercatat harga K kurang dari 10^{-5} cm/dt. Sedangkan ground water level terletak 50 meter atau lebih dari dasar sungai.

Data geologi yang didapat dari daerah sekitar tubuh bendungan Maung adalah batuan andesite pada sisi samping dan batuan breccia pada sisi bawah yang mempunyai sifat-sifat fisik sebagai berikut :

d. Material yang tersedia.

Material	Density (kN/m ³)		Modulus of elasticity (E)	
	andesite	breccia	27,1	3.560
			22,7	8.200

Mengingat daerah sekitar bendung adalah bukit dengan batuan yang cukup baik maka batuan tersebut akan sangat berguna kalau digunakan untuk bahan pengisi beton. Batuan yang tersedia begitu banyaknya sehingga sangat cukup untuk memenuhi kebutuhan proyek.

Untuk mengenal sifat-sifat kimia maupun sifat fisiknya dari material tersebut dapat di test di laboratorium. Sedangkan untuk melakukan penastiran kebutuhan jumlah material, dilakukan pengeboran dan pengamatan di lapangan.

Setelah dilakukan survey lapangan maka dapat disimpulkan bahwa kebutuhan material pasir dan batu dapat diambil di gunung Tiawungan sekitar 1 km dari bendungan, dimana beton yang direncanakan mempunyai karakteristik sebagai berikut :

- Berat per volume (γ) = 24 kN/m³
- Modulus elastisitas (E) = 20.000 Mpa
- Angka poisson = 0,18

4.3. Penentuan Type Dam

Dari pertimbangan diatas maka dipilih bendung type busur atau arch dam. Sebenarnya type bendung yang juga mungkin dibangun adalah type "Gravity Dam" atau yang biasa disebut beton massa. Hanya melihat pertimbangan ekonomis keadaan ini tidak menguntungkan, terutama mengingat tinggi yang bersangkutan yang berarti untuk bendung yang tinggi memerlukan volume beton yang sangat besar dan ini berarti pula biaya yang sangat tinggi.

Namun demikian kerugian dari bendung type busur dibandingkan dengan type beton massa adalah sebagai berikut:

- a. Perencanaan lebih sulit.
- b. Pelaksanaan lebih rumit.
- c. Perbaikan batuan pada pondasi juga abutment/sandaran harus dilakukan.
- d. Fasilitas tambahan seperti regulating conduit dan diversion conduit sulit memasangnya.

Tetapi hal ini tidak begitu berpengaruh dibandingkan dengan perbedaan biaya yang dibutuhkan untuk membangun antara kedua type bendung diatas. Oleh karena itu berdasarkan pertimbangan ekonomi maka type busur lebih menguntungkan.

4.4. Spillway

Spillway merupakan bagian dari bangunan bendung yang berfungsi untuk melepas kelebihan air yang tidak dapat ditampung oleh waduk. Spillway ini juga berfungsi untuk mencegah terjadinya overtopping.

Faktor-faktor yang dipertimbangkan dalam pemilihan jenis spillway adalah :

1. Topografi dan jenis tanah pondasi
2. Kemiringan tebing kiri dan kanan bendung
3. Jumlah galian yang diperlukan dan kemungkinan penggunaannya sebagai material timbunan

Spillway untuk bendungan Maung ditempatkan pada tepi sebelah kanan bendung dari arah hilir. Tebing pada tepi ini curam sehingga kalau digali bisa membutuhkan biaya dan tenaga. Dari beberapa jenis spillway, dipilih jenis pelimpah samping (side channel spillway) karena jenis ini membutuhkan ruang samping bendung yang sedikit sehingga galian yang ditimbulkan relatif tidak terlalu banyak.

Dimensi bangunan pelimpah direncanakan untuk debit sebesar $1,2 \times$ debit banjir dengan periode ulang 100 tahun ($1,2 Q_{100}$). Lebar spillway direncanakan 60 meter. Untuk mengetahui ketinggian muka air banjir (FSL) dan elevasi puncak bendungan diperlukan perhitungan "flood Routing" sebagai berikut:

Persamaannya:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1$$

Dimana :

I = inflow pada saat t

O = Outflow pada saat t

Δt = selisih waktu antara t_1 dan t_2

S = besarnya tampungan

Persamaan diatas dapat dirubah menjadi :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t + (S_1 - 1/2 O_1 \Delta t) = (S_2 + 1/2 O_2 \Delta t)$$

Untuk ini akan dibuat :

- Grafik hubungan antara tampungan terhadap tinggi (S dan H)
- Grafik hubungan antara $(S_2 + 1/2 O_2 \Delta t)$ dan O (outflow)
- Grafik hubungan antara debit terhadap elevasi muka air diatas pelimpah.

Kurva hubungan antara debit yang melimpah diatas spillway dengan muka air diatas mercu spillway adalah

$$Q = C \cdot L \cdot H_o^{3/2}$$

Dimana :

Q = debit yang melalui spillway

C = koefisien pelimpahan

H_o = total tinggi tekanan air diatas mercu

L = lebar efektif mercu spillway

Untuk waduk Maung, $L = 60$ meter

$P = 5$ meter

$$Q_{100} = 377 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\begin{aligned} 1,2 \times Q_{100} &= 1,2 \times 377 \\ &= 452,4 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Menentukan Koefisien Limpasan (C)

Koefisien limpasan (C) dihitung dengan perumusan Iwasaki, dimaksudkan agar faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya koefisien limpasan tersebut bisa dicapai.

Adapun faktor-faktor tersebut adalah :

- Tinggi bendung (tinggi ambang diatas dasar sebelah hulu = P).
- Tinggi air diatas ambang (H).

Perumusan Iwasaki :

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,9900}$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a \left(\frac{H}{H_d} \right)}{1 + a \left(\frac{H}{H_d} \right)}$$

Dimana :

C = Koefisien limpasan

C_d = Koefisien limpasan pada saat $H=H_d$

H = Tinggi air diatas ambang

P = Tinggi bendung/ambang pelimpah

H_d = Tinggi tekanan rencana diatas ambang

a = Konstanta (diperoleh pada saat $H = H_d$ yang berarti $C = C_d$ dan dengan rumus maka a dapat diperoleh).

Menghitung tinggi tekanan total diatas ambang (H_d)

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} \quad ; \quad h_a = \frac{q^2}{2g(P + h_o)^2}$$

h_o = ketinggian air diatas ambang pelimpah
= 2,00 m

P = tinggi ambang pelimpah = 5,00 m

L = 60,00 m

$$q = \frac{Q}{L} = 452/60 = 7,533 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$h_a = \frac{7,533^2}{2 \cdot 9,8(5+2)^2} = 0,059 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} = 7,533/(5+2) = 1,076 \text{ m}/\text{dt}$$

$$H_d = h_o + h_a = 2 + 0,059 = 2,059$$

Perhitungan koefisien limpasan (C)

$$\begin{aligned} C_d &= 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,9900} \\ &= 2,200 - 0,0416 \left(\frac{2,059}{5} \right)^{0,9900} \\ &= 2,1827 \end{aligned}$$

Untuk $C_d = C$ dan $H = H_d$ maka :

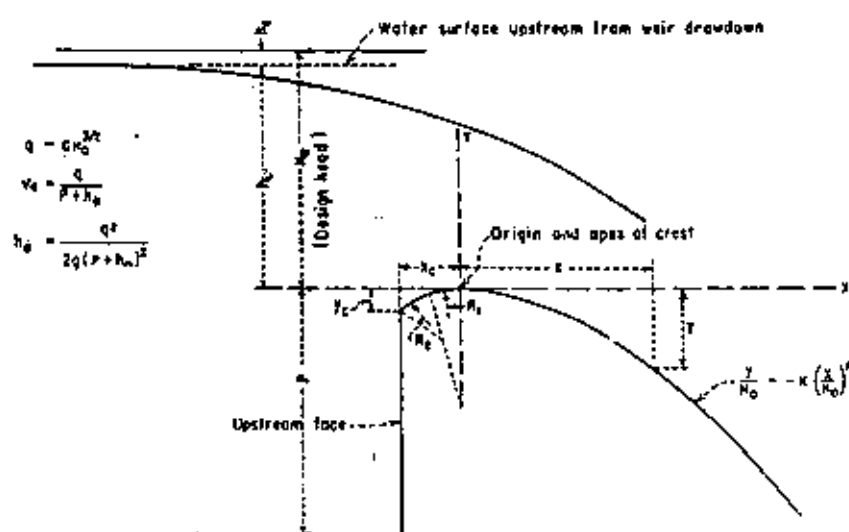
$$\begin{aligned} 2,1827 &= 1,60 \frac{1 + 2a (H/H_d)}{1 + a (H/H_d)} \\ 2,1827 &= 1,60 \frac{1 + 2a (2,059/2,059)}{1 + a (2,059/2,059)} \\ a &= 0,5728 \end{aligned}$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2 \cdot 0,5728 \left(\frac{H}{2,059} \right)}{1 + 0,5728 \left(\frac{H}{2,059} \right)}$$

sehingga :

$$C = \frac{1,60 + 1,833 \left(\frac{H}{2,059} \right)}{1 + 0,5728 \left(\frac{H}{2,059} \right)}$$

Gambar : Spillway

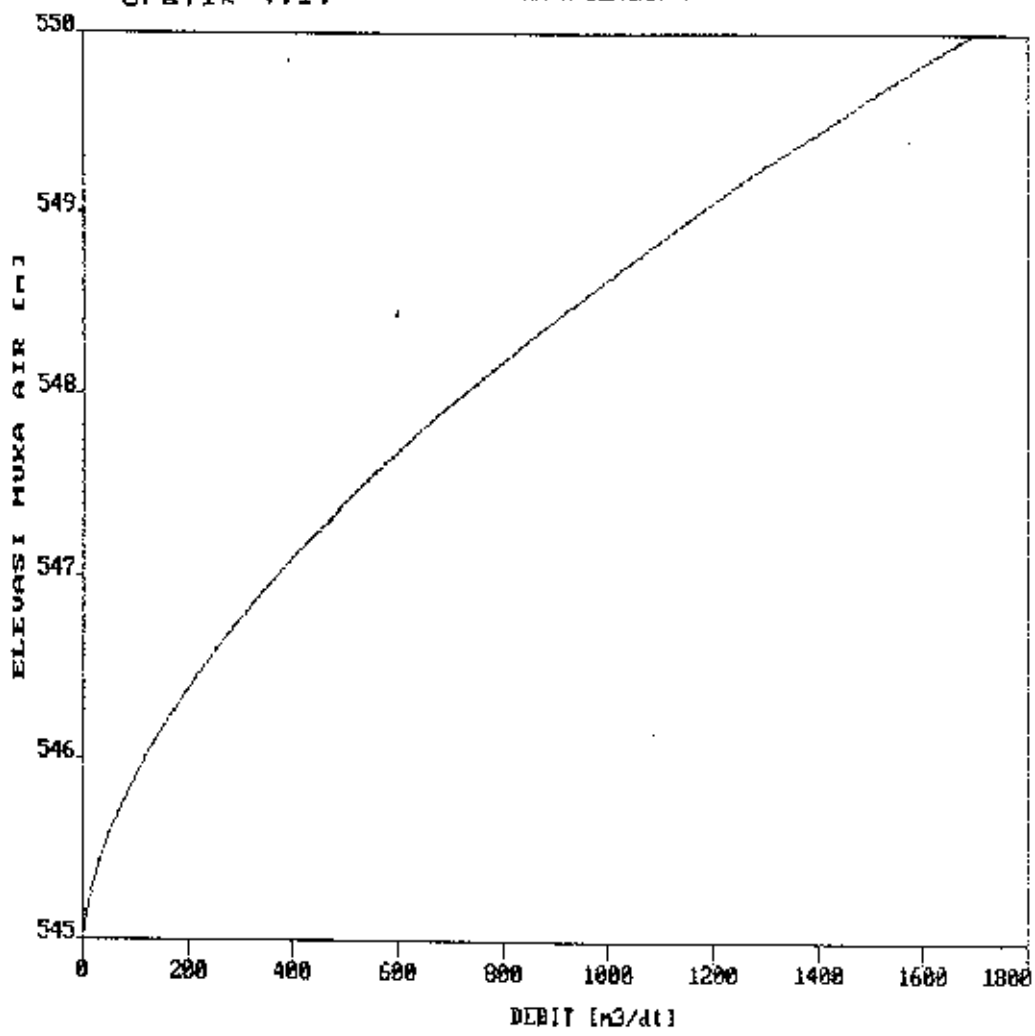


(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES

hitungannya Hubungan Antara Tinggi muka Air Datas Pelimpah
dan Kapasitas Pelimpah

Levasi	H	C	L	H ^{3/2}	Q
(m)	(m)	(m ^{1/2} /dt)	(m)		(m ³ /dt)
545,00	0,00	1,6000	60	0,000	0,0000
545,20	0,20	1,6843	60	0,089	9,0391
545,40	0,40	1,7602	60	0,253	26,7183
545,60	0,60	1,8289	60	0,465	50,9990
545,80	0,80	1,8913	60	0,716	81,1973
546,00	1,00	1,9482	60	1,000	116,8949
546,20	1,20	2,0005	60	1,315	157,7809
546,40	1,40	2,0485	60	1,657	203,6009
546,60	1,60	2,0928	60	2,024	254,1365
546,80	1,80	2,1339	60	2,415	309,1944
547,00	2,00	2,1720	60	2,828	368,6011
547,20	2,20	2,2075	60	3,263	432,1985
547,40	2,40	2,2406	60	3,718	499,8421
547,60	2,60	2,2716	60	4,192	571,3986
547,80	2,80	2,3006	60	4,685	646,7449
548,00	3,00	2,3279	60	5,196	725,7666
548,20	3,20	2,3536	60	5,724	808,3572
548,40	3,40	2,3778	60	6,269	894,4174
548,60	3,60	2,4006	60	6,831	983,8542
548,80	3,80	2,4223	60	7,408	1,076,5805
549,00	4,00	2,4427	60	8,000	1,172,5144
549,20	4,20	2,4622	60	8,607	1,271,5788
549,40	4,40	2,4806	60	9,230	1,373,7013
549,60	4,60	2,4982	60	9,866	1,478,8132
549,80	4,80	2,5149	60	10,516	1,586,8496
550,00	5,00	2,5309	60	11,180	1,697,7493

Grafik 4.1. HUBUNGAN ANTARA H DENGAN Q



Tabel 4.2.
Hubungan Antara Elevasi dan $S+O/2*t$

Elevasi (m)	Q (m^3/dt)	Outflow ($10^6 m^3$)	Storage ($10^6 m^3$)	($S+O/2*t$) ($10^6 m^3$)
545,00	0,000	0,000	122,160	122,160
545,20	9,039	0,033	123,008	123,024
545,40	26,718	0,096	123,756	123,804
545,60	50,999	0,184	124,504	124,596
545,80	81,197	0,292	125,252	125,398
546,00	116,895	0,421	126,000	126,210
546,20	157,781	0,568	126,744	127,028
546,40	203,601	0,733	127,488	127,854
546,60	254,136	0,915	128,234	128,691
546,80	309,194	1,113	128,982	129,539
547,00	368,601	1,327	129,730	130,393
547,20	432,199	1,556	130,478	131,256
547,40	499,842	1,799	131,226	132,126
547,60	571,399	2,057	131,974	133,003
547,80	646,745	2,328	132,722	133,886
548,00	725,767	2,613	133,470	134,776
548,20	808,357	2,910	134,218	135,673
548,40	894,417	3,220	134,966	136,576
548,60	983,854	3,542	135,712	137,483
548,80	1.076,580	3,876	136,456	138,394
549,00	1.172,514	4,221	137,200	139,311
549,20	1.271,579	4,578	137,948	140,237
549,40	1.373,701	4,945	138,698	141,171
549,60	1.478,813	5,324	139,444	142,106
549,80	1.586,850	5,713	140,192	143,048
550,00	1.697,749	6,112	140,940	143,996

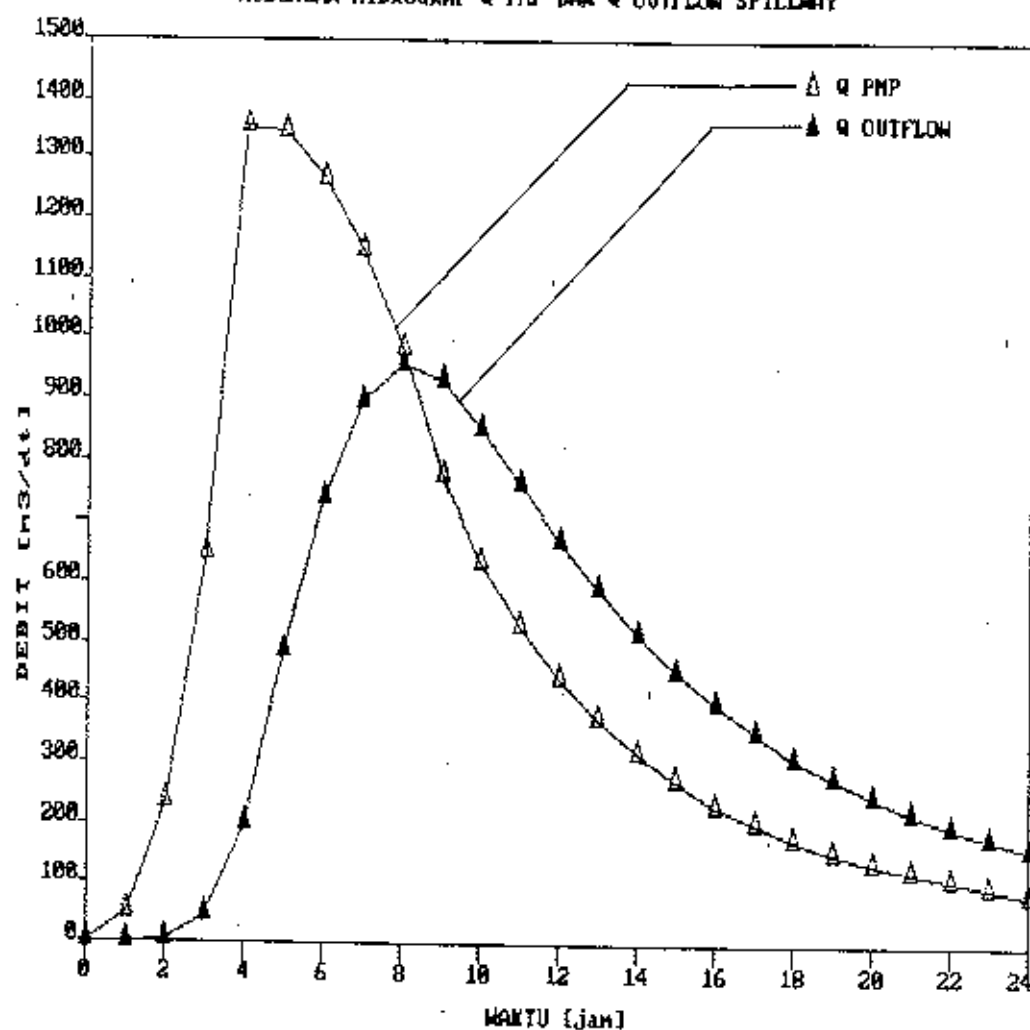
Tabel 4.3.:

Perhitungan Outflow Hidrograf dengan Inflow PHP

T (Jam)	I (m^3/dt)	$(I_1+I_2)/2$ (m^3/dt)	I rata2 t ($10^6 m^3$)	$(S-O/2.T)$ $\times 10^6 m^3$	$(S+O/2.T)$ $\times 10^6 m^3$	Elevasi	O (m^3/dt)
0,00	0,00				122,16	545,00	0,00
1,00	47,00	23,50	0,08	122,16	122,24	545,02	0,84
2,00	233,00	141,00	0,51	122,24	122,75	545,14	6,17
3,00	648,00	441,50	1,59	122,73	124,32	545,56	42,54
4,00	1355,00	1001,50	3,61	124,16	127,77	546,38	199,69
5,00	1345,00	1350,00	4,86	127,05	131,91	547,35	483,51
6,00	1266,00	1305,50	4,70	130,17	134,87	548,02	735,05
7,00	1146,00	1206,00	4,34	132,22	136,56	548,40	894,42
8,00	986,00	1066,00	3,84	133,34	137,18	548,56	955,35
9,00	775,00	880,50	3,17	133,74	136,91	548,48	928,82
10,00	636,00	705,50	2,54	133,57	136,11	548,30	850,92
11,00	528,00	582,00	2,10	133,05	135,14	548,09	761,03
12,00	441,00	484,50	1,74	132,40	134,14	547,86	670,72
13,00	374,00	407,50	1,47	131,73	133,20	547,65	589,92
14,00	319,00	346,50	1,25	131,07	132,32	547,45	518,12
15,00	272,00	295,50	1,06	130,46	131,52	547,27	454,28
16,00	231,00	251,50	0,91	129,88	130,79	547,10	399,33
17,00	201,00	216,00	0,78	129,35	130,13	546,94	351,70
18,00	176,00	188,50	0,68	128,86	129,54	546,80	310,65
19,00	156,00	166,00	0,60	128,42	129,02	546,68	276,80
20,00	138,00	147,00	0,53	128,02	128,55	546,57	246,83
21,00	122,00	130,00	0,47	127,67	128,13	546,47	221,47
22,00	109,00	115,50	0,42	127,34	127,75	546,38	198,94
23,00	97,00	103,00	0,37	127,04	127,41	546,29	179,53
24,00	86,00	91,50	0,33	126,76	127,09	546,22	161,77

Grafik 4.2.

HUBUNGAN HIDROGRAF Q PMP DAN Q OUTFLOW SPILLWAY



4.5. Bangunan Pengelak dan Coverdam

Bangunan pengelak dimaksudkan untuk mengalihkan aliran sungai sebelum dan selama pekerjaan bendungan utama dilaksanakan. Dalam merencanakannya, faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan adalah :

- Karakteristik aliran sungai
- Besar dan frekwensi banjir yang akan dielakan
- Methode pengelakan

Besarnya banjir yang dipertimbangkan untuk merencanakan bangunan pengelak ini adalah besarnya banjir dengan periode ulang 20 tahun. Untuk sungai Merawu besarnya $Q_{20} = 277 \text{ m}^3/\text{dt.}$

Metode pengelakan yang dipilih adalah suatu metode dimana dibuat bendungan elak dihilu dan dihilir bendung utama, serta membuat saluran elak yang berupa terowongan (diversion tunnel). Bendungan elak yang direncanakan berupa bendungan elak tipe urugan. Ini dilakukan dengan pertimbangan material bendung yang ada dilokasi, sehingga besarnya biaya pembuatan lebih ekonomis.

Kemiringan talud coferdam dipakai rumus pendekatan sebagai berikut : dari buku "design Consideration in Field Type dams".

Lereng bagian upstream

$$SF_{\text{upstream}} = \frac{m - k \cdot \gamma'}{1 + k \cdot m \cdot \gamma'} \cdot \text{tg } \theta$$

Lereng bagian down stream

$$SF_{\text{upstream}} = \frac{n - k}{1 + k \cdot n} \cdot \text{tg } \theta$$

Dimana :

$SF_{\text{upstream}}, SF_{\text{down stream}}$ = faktor keamanan diambil 1,2

m = miring lereng upstream

n = miring lereng down stream

θ = Sudut geser dalam batuan (antara 35° - 45°), diambil 38° .

k = koefisien gempa, diambil 0,15

$$\gamma' = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1}$$

γ = berat jenis batuan yang diperkirakan $2,25 \text{ t/m}^3$

$$\gamma' = \frac{2,25}{2,25 - 1} = 1,80 \text{ t/m}^3$$

Miring talud bagian upstream (m)

$$SF_{\text{upstream}} = \frac{m - k \cdot \gamma'}{1 + m \cdot k \cdot \gamma'} \cdot \text{tg } \theta$$

$$1,2 = \frac{m - 0,15 \cdot 1,80}{1 + m \cdot 0,15 \cdot 0,18} \cdot \text{tg } 38$$

$$m = 3,1$$

Miring talud bagian down stream (n)

$$SF_{\text{down stream}} = \frac{n - 0,15}{1 + 0,15 \cdot n} \cdot \text{tg } \theta$$

$$n = 2,10$$

Tinggi bendungan ditentukan dengan perhitungan kemampuan terowongan elak dalam mengelakkan aliran. Terowongan elak ini nantinya akan berfungsi pula sebagai saluran pengeluaran.

Lereng bagian down stream

$$SF_{\text{upstream}} = \frac{n - k}{1 + k \cdot n} \cdot \text{tg } \theta$$

Dimana :

$SF_{\text{upstream}}, SF_{\text{down stream}}$ = faktor keamanan diambil 1,2

m = miring lereng upstream

n = miring lereng down stream

θ = Sudut geser dalam batuan (antara 35° - 45°), diambil 38° .

k = koefisien gempa, diambil 0,15

$$\gamma' = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1}$$

γ = berat jenis batuan yang diperkirakan $2,25 \text{ t/m}^3$

$$\gamma' = \frac{2,25}{2,25 - 1} = 1,80 \text{ t/m}^3$$

Miring talud bagian upstream (m)

$$SF_{\text{upstream}} = \frac{m - k \cdot \gamma'}{1 + m \cdot k \cdot \gamma'} \cdot \text{tg } \theta$$

$$1,2 = \frac{m - 0,15 \cdot 1,80}{1 + m \cdot 0,15 \cdot 0,18} \cdot \text{tg } 38$$

$$m = 3,1$$

Miring talud bagian down stream (n)

$$SF_{\text{down stream}} = \frac{n - 0,15}{1 + 0,15 \cdot n} \cdot \text{tg } \theta$$

$$1,2 = 2,10$$

Tinggi bendungan ditentukan dengan perhitungan kemampuan terowongan elak dalam mengelakkan aliran. Terowongan elak ini nantinya akan berfungsi pula sebagai saluran pengeluaran.

Hubungan antara debit dengan ketinggian air terowongan pengelak pada waktu aliran bebas :

$$Q = A \times V$$

$$Q = A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$n = 0,015 \text{ (untuk beton)}$$

$$I = 0,01$$

Untuk ketinggian 0 - 3,00 m dari dasar saluran :

$$A = b \cdot y$$

$$R = \frac{b \cdot y}{b + 2y}$$

Untuk ketinggian 3,00 - 6,00 m dari dasar terowongan:

$$A = 18 + 1/2 \cdot r^2 \cdot \left(\frac{\theta}{90^\circ} \cdot \pi + \sin 2\theta \right)$$

$$R = \frac{18 + 1/2 \cdot r^2 \cdot \left(\frac{\theta}{90^\circ} \cdot \pi + \sin 2\theta \right)}{12 + \frac{\theta}{90^\circ} \cdot \pi \cdot r}$$

Dimensi terowongan :

- lebar terowongan = 6,00 m
- jari-jari terowongan = 3,00 m

Tabel 4.4.

Hubungan antara Kedalaman Air Diterowongan Dengan Debit

Y (m)	D	A (m ²)	R (m)	Q (m ³ /dt)	Elevasi
0,500	-	3,000	0,429	11,369	445,500
1,000	-	6,000	0,750	33,019	446,000
1,500	-	9,000	1,000	60,000	446,500
2,000	-	12,000	1,200	90,339	447,000
2,500	-	15,000	1,364	122,970	447,500
3,000	-	18,000	1,500	157,244	448,000
3,776	15	22,605	1,667	211,837	448,776
4,500	30	26,607	1,757	258,277	449,500
5,125	45	29,565	1,769	288,296	450,125
5,598	60	31,317	1,713	298,901	450,598
6,000	90	32,130	2,340	377,583	451,000

Tabel 4.5.

Hubungan antara elv, Outflow dan (2S/t+0)

Elv	outflow (m ³ /dt)	Storage (m ³ × 10 ⁶)	(2S/t+0) (m ³ /dt)
445,000	0,000	0,000	0,000
445,500	11,369	0,041	34,107
446,000	33,019	0,119	99,057
446,500	60,000	0,216	180,000
447,000	90,339	0,325	271,017
447,550	122,970	0,443	368,910
448,000	157,244	0,566	471,732
448,776	211,837	0,763	635,511
449,500	258,277	0,930	774,831
450,125	288,296	1,038	864,888
450,598	298,901	1,076	896,703
451,000	377,583	1,359	1132,749

abel 4.6
 erhitungan elevasi muka air tertinggi pada tampungan copperdam

T (Jam)	I (m^3/dt)	(I1+I2)/2 (m^3/dt)	outflow m^3/dt	(2S/I-0) m^3/dt	(2S/Y+0) m^3/dt	Elevasi
0,00	0,00		0,00			445,000
1,00	14,00	7,00	2,33	4,6670	7,0000	445,103
2,00	52,00	33,00	12,56	25,1110	37,6670	445,527
3,00	135,00	93,50	39,54	79,0740	118,6110	446,121
4,00	277,00	206,00	95,03	190,0490	285,0740	447,072
5,00	275,00	276,00	155,35	310,6990	466,0490	447,972
6,00	259,00	267,00	192,57	385,1330	577,6990	448,503
7,00	235,00	247,00	210,71	421,4220	632,1330	448,760
8,00	203,00	219,00	213,47	426,9480	640,4220	448,802
9,00	160,00	181,50	202,82	405,6320	608,4480	448,648
10,00	133,00	146,50	184,04	368,0880	552,1320	448,381
11,00	111,00	122,00	163,36	326,7250	490,0880	448,087
12,00	93,00	102,00	142,91	285,8170	428,7250	447,791
13,00	80,00	86,50	124,11	248,2110	372,3170	447,517
14,00	69,00	74,50	107,57	215,1410	322,7110	447,264
15,00	59,00	64,00	93,05	186,0940	279,1410	447,041
16,00	51,00	55,00	80,37	160,7290	241,0940	446,836
17,00	45,00	48,00	69,58	139,1530	208,7290	446,658
18,00	40,00	42,50	60,55	121,1020	181,6530	446,509
19,00	56,00	38,00	53,03	106,0680	159,1020	446,371
20,00	32,00	34,00	46,69	93,3790	140,0680	446,253
21,00	29,00	30,50	41,29	82,5860	123,8790	446,153
22,00	26,00	27,50	36,70	73,3910	110,0860	446,068
23,00	24,00	25,00	32,80	65,5940	98,3910	445,995
24,00	22,00	23,00	29,53	59,0630	88,5940	445,919

$$\begin{aligned}\overline{BC} &= 1/2 \cdot L_1 = 1/2 \cdot 310 \\ &= 155 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R \cdot \sin \alpha &= 155 \\ \sin \alpha &= \frac{155}{186} \\ \alpha &= 56,44^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_c &= 0,01 (H + 1,2 \cdot L_1) \\ &= 0,01 (125,60 + 1,2 \cdot 310) \\ &= 4,96 \text{ m} \approx \text{diambil } 5,00 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_b &= \sqrt[3]{0,0012 \cdot H \cdot L_1 \cdot L_2 \left(\frac{H}{122} \right)^{H/122}} \\ &= \sqrt[3]{0,0012 \cdot 125,6 \cdot 310 \cdot 80 \left(\frac{125,6}{122} \right)^{125,6/122}} \\ &= \sqrt[3]{3770,23} = 15,56 \text{ m} \approx \text{diambil } 16,00 \text{ m}\end{aligned}$$

4.7. Bangunan Sarana Pembangkit

Bangunan sarana pembangkit yang dimaksud disini terdiri dari intake power, head race, surge tank, penstock dan power house.

4.7.1. Head race Tunnel

Daerah hilir dari letak bendungan rencana merupakan dari perbukitan yang cukup tinggi. Untuk mengalirkan air dari elevasi MOL +502,75 m menuju power house yang elevasi tail racenya +380 m adalah sulit sekali bila dengan saluran terbuka. Untuk itu

Dari flood routing dapat diketahui elevasi air tertinggi adalah +448,802 m

Ditentukan tinggi jagaan 1,50 m, sehingga didapat elevasi puncak tofferdam sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Elevasi puncak tofferdam} &= +448,802 + 1,500 \\ &= +450,302 \text{ meter}\end{aligned}$$

4.6. Geometri Tubuh Bendungan

Karena bentuknya yang melengkung arah horizontal maupun vertikalnya maka perlu di rencanakan panjang lengkung serta pusat jari-jarinya tersebut. Untuk membuat lengkung tersebut USBR membuat pedoman untuk merencanakan awal, tetapi sebelumnya harus diketahui dulu elevasi dari puncak bendungannya hal ini dapat dicari pada peta topografi.

- H = Tinggi struktur tubuh bendungan dari puncak sampai dasar pada batuan keras (+425,00) = 125,60 m
- L_1 = Jarak datar antar abutment pada puncak bendungan sampai pada batuan keras = 310 m
- L_2 = Jarak datar antar abutment pada ketinggian $0,15.H$ dari dasar = 80 m
- T_c = Tebal puncak
- T_b = Tebal dasar
- $R_{axis} = 0,6.L_1$
 $= 0,6 \cdot 310 = 186 \text{ m}$

pembangkit PLTA Maung direncanakan dengan saluran tertutup.

Konstruksi dari pada head race tunnel dipilih konstruksi beton bertulang.

Panjang head race tunnel dari intake sampai pada surge tank adalah 1600 m. Dengan kemiringan saluran 0,0184.

4.7.2. Surge Tank

Untuk PLTA Maung surge tank diletakkan dibagian down stream disebelah kiri kali Merawu, dimana disini dipilih surge tank type port dengan bahan beton.

4.7.3. Pipa Pesat (Penstock)

Mengingat kondisi topografinya, dipilih type terowongan tekan miring dengan pipa pesat baja didalamnya. Direncanakan panjangnya 805 meter, dimana terdiri dari bagian atas horizontal sepanjang 100 meter, bagian yang miring sepanjang 605 meter dan bagian bawah horizontal ke turbin sepanjang 100 meter.

B A B V

KAPASITAS WADUK

5.1. Umum

Secara umum air merupakan kebutuhan yang sangat vital bagi kehidupan manusia dan alam semesta, didalam kehidupan kita air tidak selalu tersedia dalam keadaan cukup untuk memenuhi kehidupan.

Dalam musim kemarau disebagian daerah akan mengalami kekurangan air, kemungkinan juga akan menjadikan kekeringan yang berkepanjangan bila musim hujan tidak kunjung tiba. Sebaliknya bila musim hujan tiba, air yang tersedia berlimpah-limpah sampai terjadi banjir akibat banyaknya air yang tidak dapat tertampung dipalung sungai.

Air yang berlimpah bila dapat dikendalikan dan ditampung didalam reservoir merupakan sumber daya yang dapat dipakai untuk kepentingan dan kesejahteraan manusia. Masalahnya sekarang bagaimana menampung air di waduk yang dapat dipergunakan untuk menghasilkan tenaga listrik dengan tidak merubah lingkungan dan dapat dipertanggung-jawabkan secara teknis dan ekonomis, memang secara ideal tidaklah mungkin membuat reservoir dengan tidak mengorbankan kepentingan masyarakat, terutama masyarakat disekitar reservoir yang mendapatkan akibat secara langsung dari

pembangunan waduk itu sendiri tetapi kalau dilihat daripada air itu sendiri bisa menghasilkan tenaga yang besar, maka pengorbanan itu adalah relatif kecil dibandingkan dengan manfaat yang diperoleh. Jadi relevanlah waduk tersebut dibangun dengan mengurangi kerugian-kerugian akibat pembangunan waduk tersebut sekecil mungkin.

Kalau dilihat secara teknis makin tinggi genangan air mengakibatkan tinggi jatuh (head) makin besar, ini berakibat pula bertambah besarnya tenaga listrik yang dihasilkan. Tetapi harus juga dilihat dari segi sosialnya dengan semakin tingginya genangan apakah tidak mengakibatkan dampak yang negatif. Maka disini diperlukan penentuan dimana daerah-daerah yang tergenang dan diperkirakan volume air yang tertampung, sehingga dapat dipergunakan sebagai pedoman untuk perencanaan reservoir selanjutnya.

5.2. Lengkung Kapasitas dan Luas Genangan

Lengkung kapasitas dan luas genangan merupakan grafik yang menghubungkan keduanya dimana dengan elevasinya tertentu dapat dibaca volume dan luas genangan waduk.

Cara menghitungnya pertama-tama dibuat potongan mendatar di daerah genangan dimulai dari elevasi dasar sungai sampai dengan elevasi yang diinginkan.

Al dan A2 dapat dihitung dari peta topografi dengan alat planimeter atau kertas millimeter. Untuk cara kertas millimeter ini sangat sulit, dibanding dengan alat

$$V_1 = \text{Volume waduk pada elevasi } Z$$

$$A_1 = \text{Luas daerah genangan elevasi } 1$$

$$A_2 = \text{Luas daerah genangan elevasi } 2$$

$$d_1 = \text{Beda tinggi antara potongan } 1 \text{ ke potongan } 2$$

$$= e1.2 - e1.1$$

Dimana :

$$V_1 = \frac{A_1 + A_2}{2} \times d_1$$

seperti gambar diatas ialah :

Sebagai contoh besarnya volume tampungan pada elevasi 2

GAMBAR POTONGAN MELINTANG
PADA AS BENDUNGAN



planimeter.

Dengan cara yang diterangkan diatas dapat dibuat hubungan antar elevasi dan volume daerah genangan PLTA Maung.

Hasilnya dapat dilihat pada tabel 5.1

Untuk selanjutnya data pada tabel dibuat grafik yang disebut lengkung kapasitas dengan luas genangan seperti pada grafik 5.1.

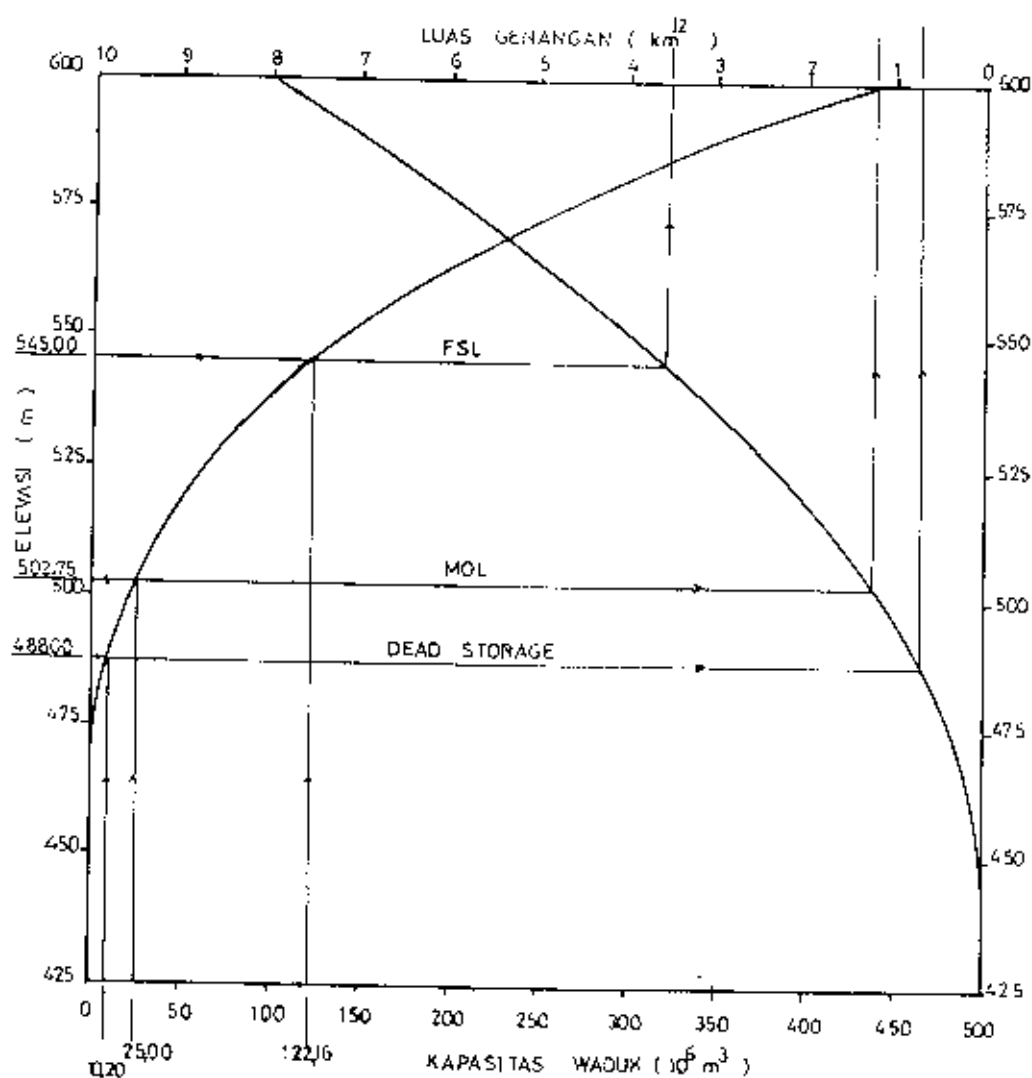
TABEL 5.1. PERHITUNGAN KAPASITAS WADUK MAUNG

Elevasi (El. m)	Beda Tinggi (m)	Luas Reservoir F (km ²)	Luas Rata-rata F (km ²)	Volume V(10 ⁶ m ³)	Vol Cdm (10 ⁶ m ³)
445		0			
	5		0,009	0,045	0,045
450		0,017			
	5		0,030	0,150	0,195
455		0,042			
	5		0,056	0,280	0,475
460		0,070			
	5		0,085	0,425	0,900
465		0,099			
	5		0,181	0,905	1,805
470		0,263			
	5		0,312	1,560	3,365
475		0,360			
	5		0,429	2,145	5,510
480		0,497			
	5		0,558	2,790	8,300
485		0,618			
	5		0,721	3,605	11,905
490		0,824			
	5		0,909	4,545	16,450
495		0,994			
	5		1,076	5,380	21,830
500		1,137			
	5		1,262	6,310	28,140
505		1,367			
	5		1,468	7,340	35,480
510		1,569			
	5		1,681	8,405	43,885
515		1,793			
	5		1,918	9,590	53,475
520		2,042			
	5		2,175	10,875	64,350
525		2,307			
	5		2,351	11,755	76,105
530		2,664			
	5		2,776	13,880	89,985
535		2,888			
	5		3,062	15,310	105,295
540		3,236			

Elevasi (El.m)	Beda Tinggi (m)	Luas Reservoir F (km ²)	Luas Rata-rata F (km ²)	Volume V(10 ⁶ m ³)	Vol Con (10 ⁶ m ³)
540	5	3,236	3,393	16,865	122,160
545	5	3,550	3,736	18,680	140,940
550	5	3,922	4,103	20,515	161,455
555	5	4,284	4,471	22,355	183,810
560	5	4,658	4,853	24,265	208,075
565	5	5,047	5,273	26,365	234,440
570	5	5,498	5,713	28,565	263,005
575		5,927			

Grafik 5.1.

LINGKUNG KAPASITAS WADUK



5.3. Penentuan Kapasitas Waduk

Penentuan kapasitas tampungan waduk dapat diperoleh dengan menggunakan suatu model simulasi inflow-outflow dengan rumus kontinuitas, sebagai berikut :

$$-\frac{dS}{dt} = I - O - E$$

dimana :

S = tampungan waduk

I = inflow

O = outflow

E = evaporasi

Sebagai inflow dipakai debit rata-rata bulanan pada tahun terkering dalam ini tahun 1962 (lihat tabel 3.52). Untuk outflow yaitu debit yang dipergunakan untuk PLTA sebesar $12,50 \text{ m}^3/\text{dt}$ yang diperoleh dari lengkung durasi dengan debit andalan 80%.

Untuk evaporasi daerah genangan diasumsikan besarnya penguapan rata-rata $2,60 \text{ mm/hr}$.

Dari tabel 5.2. dapat diperoleh besarnya volume air yang aktif dalam satu tahun, yakni

$$\begin{aligned} &= (44,93 - [-52,23]) \times 10^6 \text{ m}^3 \\ &= 97,16 \times 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

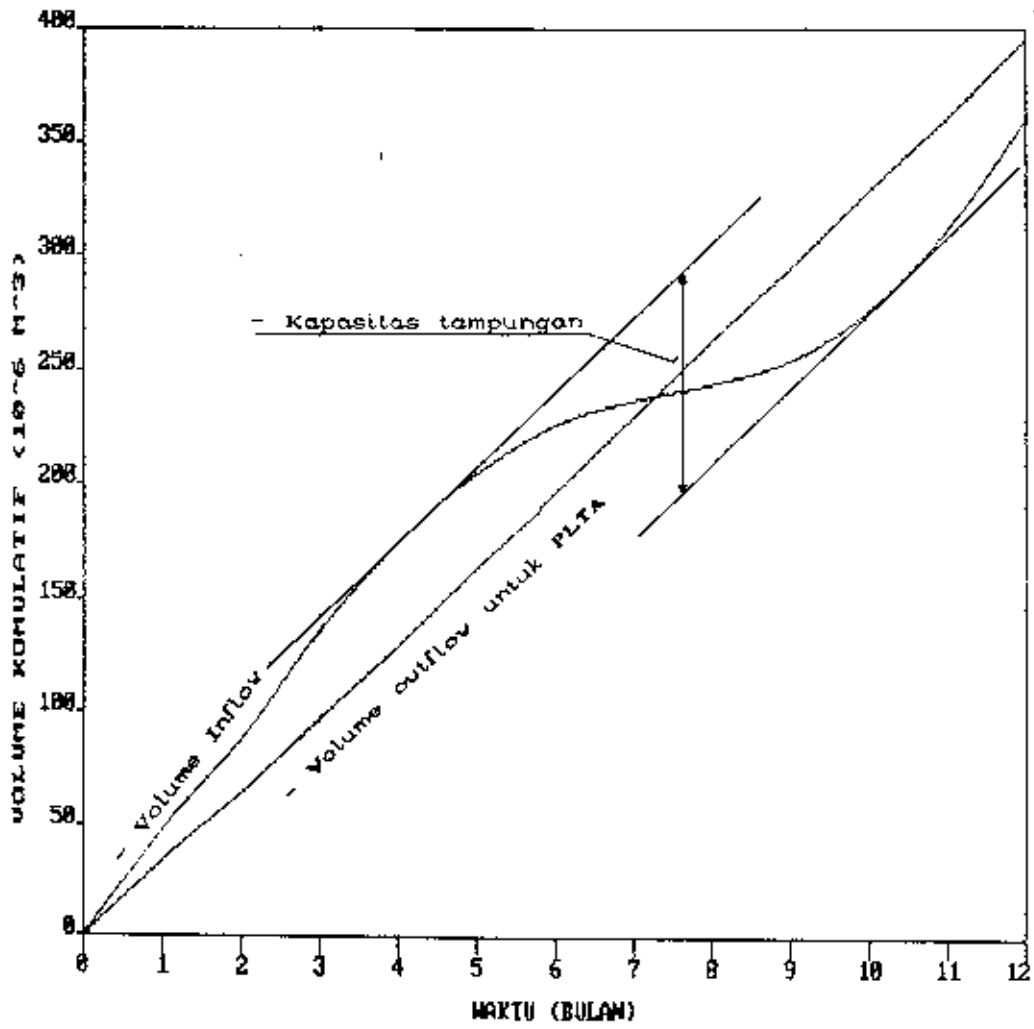
Tabel 5.2.
PERHITUNGAN KAPASITAS MADUK

Bulan	Inflow [m ³ /dt]	Volume [10 ⁶ m ³]	[Kumulatif] Volume [10 ⁶ m ³]	Outflow [m ³ /dt]	Volume [10 ⁶ m ³]	[Kumulatif] Volume [10 ⁶ m ³]	Evaporasi 0,7tE [10 ⁶ m ³]	[Kumulatif] Evaporasi [10 ⁶ m ³]	Total Outflow [10 ⁶ m ³]	1 - 0 [10 ⁶ m ³]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10=7+9	11=4-10
Januari	17,87	47,86	47,86	12,50	33,48	33,48	0,06	0,06	33,54	14,33
Pebruari	16,50	39,92	87,78	12,50	30,24	63,72	0,06	0,11	63,83	23,95
Maret	17,87	47,86	135,64	12,50	33,48	97,20	0,10	0,21	97,41	38,23
April	15,12	39,19	174,83	12,50	32,40	129,60	0,10	0,31	129,91	44,93
Mei	11,00	29,46	204,30	12,50	33,48	163,08	0,10	0,41	163,49	40,81
Juni	8,25	21,38	225,68	12,50	32,40	195,48	0,08	0,49	195,97	29,71
Juli	4,12	11,04	236,72	12,50	33,48	228,96	0,02	0,51	229,47	7,25
Agustus	2,75	7,37	244,08	12,50	33,48	262,44	0,06	0,56	263,00	-18,92
September	4,12	10,68	254,76	12,50	32,40	294,84	0,09	0,65	295,49	-40,73
Oktober	8,25	22,10	276,86	12,50	33,48	328,32	0,11	0,76	329,08	-52,23
November	13,75	35,64	312,50	12,50	32,40	360,72	0,10	0,87	361,59	-49,09
Desember	17,87	47,86	360,36	12,50	33,48	394,20	0,08	0,95	395,15	-34,79

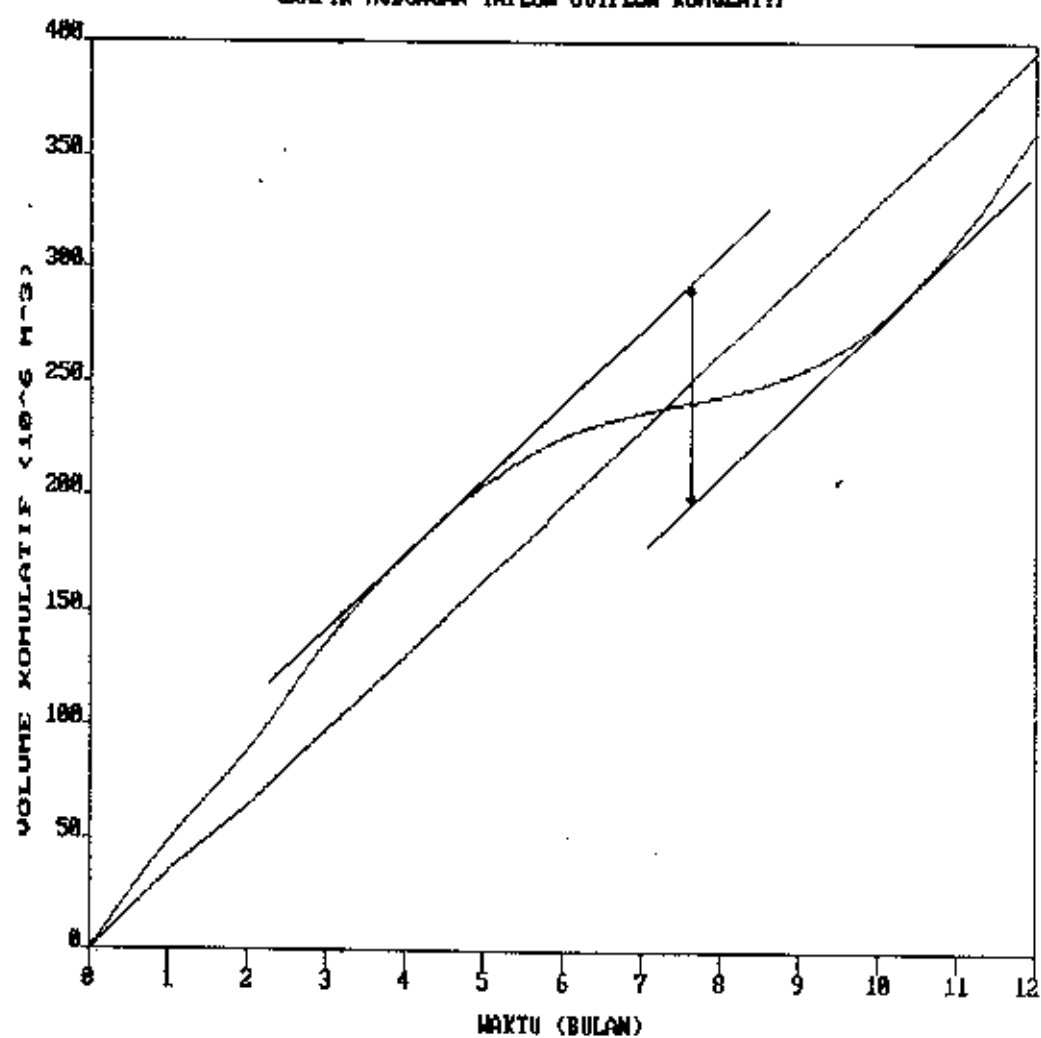
Note :

- Kolom 2 : debit rata-rata bulanan tahun terkering
 Kolom 3 : volume inflow dari debit rata-rata tiap bulan
 Kolom 4 : kumulatif volume inflow
 Kolom 5 : debit outflow untuk PLTA
 Kolom 6 : volume outflow untuk PLTA
 Kolom 7 : kumulatif volume outflow untuk PLTA
 Kolom 8 : - evaporasi pada luas genangan
 - dengan evaporasi rata-rata 2,60 mm/hari
 Kolom 9 : Kumulatif volume evaporasi
 Kolom 10 : Total outflow
 Kolom 11 : Kapasitas tampungan

Grafik 5.2. GRAFIK HUBUNGAN INFLOW-OUTFLOW KUMULATIF



Grafik 5.2. GRAFIK HUBUNGAN INFLOW-OUTFLOW KUMULATIF



5.4. Pemilihan Ketinggian Operasi

Didalam pemilihan ketinggian operasi dari waduk Maung, maka harus diperhitungkan intake yang digunakan memasukan debit air yang dialirkan ke water way.

Ada 2 macam tipe intake, yaitu :

- a. Intake dengan tekanan (pressure type) yang dibangun terpisah dengan dam atau menjadi satu dengan dam.
- b. Intake dengan tipe tanpa tekanan (non pressure) yang dibangun terpisah dengan dam, biasanya dipakai pada bentuk penyesuaian langsung (run of river) dan beberapa bentuk waduk dimana perubahan air diwaduk tidaklah besar.

Untuk PLTA Maung disini dipilih bentuk intake dengan tipe tekanan (pressure type), sedangkan ambang intake ditetapkan pada elevasi sedimen 50 th, yaitu pada elevasi + 488,00 m.

Penentuan diameter lubang intake dilakukan dengan mengambil kecepatan di intake sebesar 2 m/dt, maka $Q = A \cdot V$

$$50 \text{ m}^3/\text{dt} = (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) \cdot 2$$

$$D^2 = \frac{50 \cdot 4}{2 \cdot \pi} = 31,83$$

$$D \approx 5,5 \text{ m}$$

5.4.1. Minimum Operating Level (MOL)

Agar tidak terjadi hisapan udara ke dalam intake akibat rendahnya muka air waduk, maka intake harus berada dibawah muka air terendah (MOL). Rumusan

yang pasti untuk menghitung jarak tersebut diatas sampai sekarang belum ada, sehingga menurut NIPPON KOEI diperkirakan sebagai berikut :

$$MDL = H_1 + (2,5 \cdot D)$$

dimana : H_1 = elevasi endapan pada akhir umur PLTA (50 th) + 1 m (keamanan intake).

D = diameter waterway pada intake.

$$MDL = (488+1) + (2,5 \cdot 5,5)$$

$$= + 502,75 \text{ m}$$

Diplotkan pada lengkung kapasitas waduk didapatkan volume MDL = $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

5.4.2. Full Suplai Level (FSL)

Untuk menentukan elevasi muka air tertinggi adalah sebagai berikut :

- Volume pada elevasi MDL = $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Effective storage = $97,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Volume kotor (gross storage) = MDL + eff storage

$$\begin{aligned} \text{Gross storage} &= (25+97,16) \cdot 10^6 \\ &= 122,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Diplotkan pada lengkung kapasitas untuk volume $122,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ didapatkan elevasi + 545,00 m, pada elevasi ini spillway ditempatkan.

5.5. Tinggi Bendungan

Tinggi bendungan didapat dengan menambah tinggi jagaan (freeboard) pada elevasi muka air tertinggi yang direncanakan.

$$\text{Elv(puncak)} = \text{Elv(FSL)} + \Delta H$$

$$\Delta H = 1,33.h_v \text{ (akibat angin)} + 1 \text{ (keamanan bendungan beton).}$$

$$h_v = 0,17 \sqrt{V.F} + 2,5 - \sqrt[4]{F}$$

$$V = 3 \quad \text{m/dt}$$

$$= 10.800 \text{ m/jam}$$

$$= 10,8 \text{ km/jam}$$

$$= 6,75 \text{ miles/hr}$$

$$F = 2 \quad \text{km}$$

$$= 1,25 \text{ miles}$$

$$h_v = 0,17 \sqrt{6,75 \cdot 1,25} + 2,5 - \sqrt[4]{1,25}$$

$$= 1,94 \text{ ft} \approx 0,60 \text{ m}$$

$$\Delta H = 1,33 \cdot 0,60 + 1$$

$$= 1,80 \text{ diambil } 2,00 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi air banjir diatas mercu spillway} = 3,56 \text{ m}$$

$$\approx 3,60 \text{ m}$$

$$\text{Elvpuncak} = + 545,00 + 2,00 + 3,60$$

$$= + 550,60 \text{ m}$$

$$\text{Jadi tinggi bendungan} = 550,60 - 425,00 \text{ (dasar bendungan)} = 125,60 \text{ m}$$

BAB VI

ANALISA PEMBANGKIT

6.1. Debit Dasar Pembangkit (Firm Discharge)

Debit dasar pembangkit adalah aliran yang diperhitungkan dapat dilepaskan oleh waduk untuk pengoperasian PLTA sepanjang tahun.

Debit dasar pembangkit besarnya tergantung pada aliran yang masuk (inflow) dalam tampungan dan kapasitas waduk itu sendiri. Apabila debit andalan PLTA mau dioperasikan sebagai dasar untuk pembangkitan tenaga listrik, berarti 80% waktu pengoperasian PLTA tidak kekurangan air walaupun waduk tidak melepas cadangan airnya dengan 20% dari waktu operasinya.

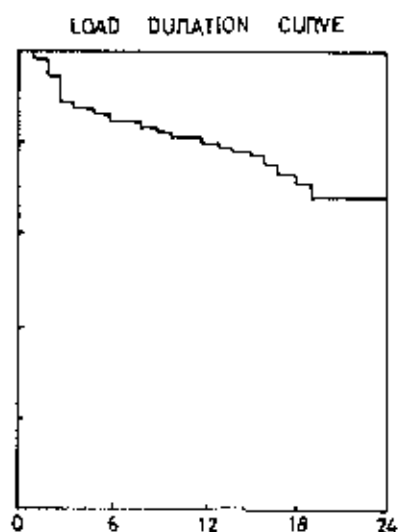
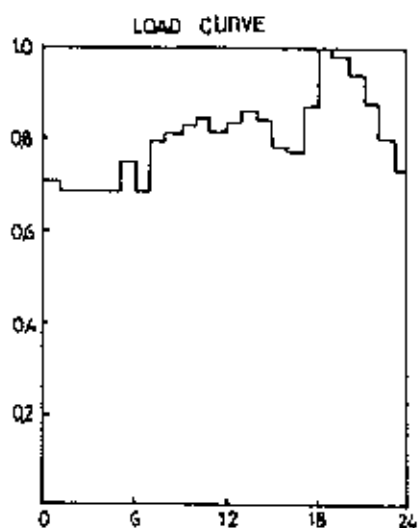
Debit dasar ini dapat dinaikkan dengan cara menyimpan air sebanyak-banyaknya waktu terjadi debit besar dan melepaskan simpanan itu pada waktu debit yang mengalir kecil. Hal ini bisa dilakukan bila keadaan topografi memungkinkan waduk mendapatkan kapasitas tampungan yang cukup besar pula.

Untuk PLTA Maung dari perhitungan didapat debit andalan 80% sebesar $12,5 \text{ m}^3/\text{dt}$, debit ini dipakai sebagai dasar pembangkit.

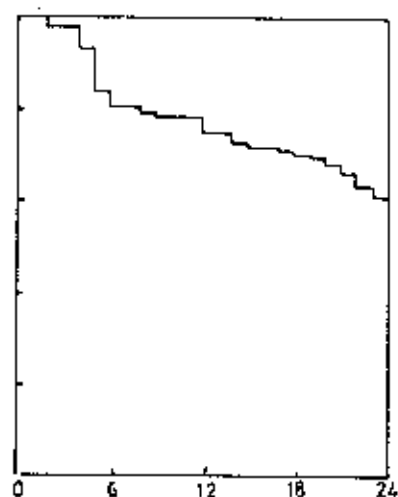
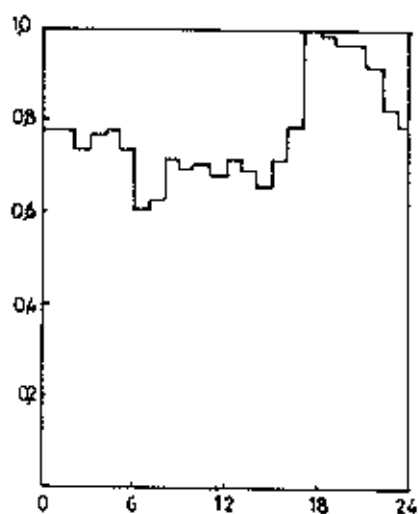
6.2. Pemilihan Jam Operasi

PLTA Maung direncanakan untuk mendukung beban puncak selama 6 (enam) jam. Pemilihannya tergantung dari karakteristik beban pada waktu sebelumnya, jika dianggap

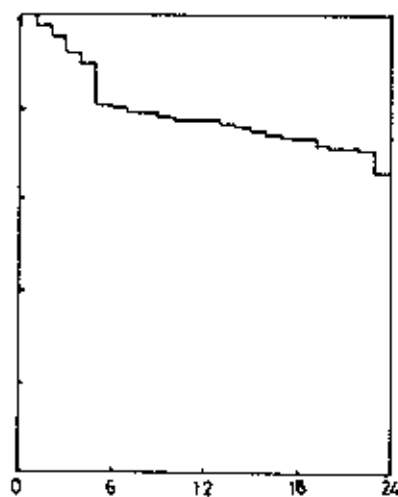
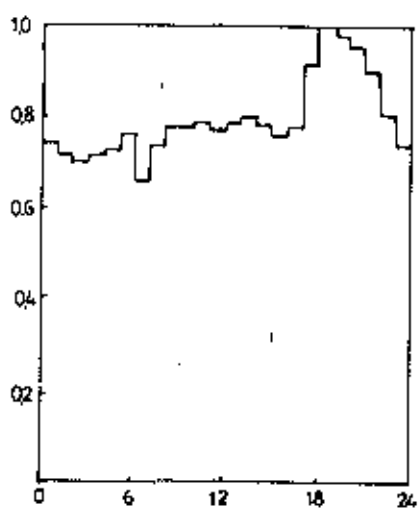
JATIM + JATENG
 PEAK LOAD = 9741 MW
 LOAD FAKTOR = 80.00%
 DATE MAR 17, 1987



JABAR + DKI
 PEAK LOAD = 5443 MW
 LOAD FAKTOR = 78.0%
 DATE MAR 17, 1987



JAWA SYSTEM
 PEAK LOAD = 15121 MW
 LOAD FAKTOR = 79.6%
 DATE MAR 17, 1987



SUMBER : PIKIDRO JATENG

type/karakteristik beban pada tahun mendatang saat PLTA Maung mulai beroperasi seperti pada gambar 5.1. , maka pengoperasian PLTA Maung dapat disesuaikan dengan karakteristik beban tersebut.

Sesuai dengan pemilihan jam operasinya selama 6 (enam) jam dalam satu hari dengan debit pembangkit 12,5 m³/dt diperoleh debit pembangkit puncak $\frac{24}{6} \times 12,50 = 50 \text{ m}^3/\text{dt}$.

6.3. Penentuan Diameter Head Race Tunnel

Daerah hilir dari Jarak bendungan rencana merupakan dari perbukitan yang cukup tinggi. Untuk mengalirkan air dari elevasi MOL +502,75 m menuju power house yang elevasi tail race-nya +380 m adalah sulit sekali bila dengan saluran terbuka.

Kesulitan terletak pada pembuatan salurannya sendiri, karena untuk maksud itu harus menggali tanah setinggi ratusan meter.

Berhubung dengan keadaan diatas maka saluran pembangkit PLTA Maung direncanakan dengan saluran tertutup.

Head race tunnel ini menembus bukit sampai pada tempat surge tank. Karena letaknya didalam tanah head race tunnel ini nantinya akan sulit dikontrol.

Oleh karena itu head race tunnel sebaiknya dibuat dari bahan yang tidak berubah oleh pengaruh sekitarnya dan tahan sepanjang umur proyek. Selain itu tidak memerlukan perawatan dan pengawasan.

Berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan keadaan

diatas, dipilihlah head race tunnel dari konstruksi beton bertulang.

Dengan memilih konstruksi jenis ini akan didapat beberapa keuntungan :

1. Biaya exploitasi kecil, karena setelah jadi tidak perlu pemeliharaan.
2. Biaya konstruksi lebih murah bila dibandingkan dengan konstruksi pipa baja.
3. Pipa beton bisa bertahan lebih dari 50 tahun selama air yang mengalir tidak agresif.
4. Beton baik sekali untuk menahan tegangan tekan dan ini sesuai dengan akibat gaya luar yang bekerja pada head race tunnel.

- Menentukan Diameter head race tunnel dilakukan dengan rumus dari HPPS (Hydro Power Potensial Study) - Jepang yaitu :

$$D_{Tp} = 1,05 \times Q_{Pt}^{0,372}$$

dimana :

D_{Tp} = diameter dalam head race tunnel (m)

Q_{Tp} = debit maksimum per tunnel (m^3/dt)

Untuk PLTA Maung

$$\begin{aligned} D_{Tp} &= 1,05 \times 50^{0,372} \\ &= 4,55 \text{ m} \approx 4,60 \text{ m} \end{aligned}$$

Kemudian dihitung kecepatan air yang lewat head race tunnel :

$$Q_{Pt} = V \times A$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{QPt}{A} = \frac{50}{1/4 \cdot \pi \cdot 4,6^2} \\
 &= 3 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Tebal lining (concrete) ditentukan rumus:

$$\begin{aligned}
 t &= 0,9 - 0,6 \sqrt{2/d} \quad *) \\
 &= 0,9 - 0,6 \sqrt{2/4,6} = 0,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

*) Standart specification of tunnel in Japan.

6.4. Penentuan Diameter Surge Tank

Surge tank adalah alat untuk memperkecil perubahan tekanan air mendadak yang timbul karena penutupan dan pembukaan tiba-tiba, sehingga dapat :

1. Mengurangi pengaruh tekanan air dalam penstock.
2. Meredamkan tekanan air yang tidak ditransfer ke head race.
3. Mengatur perubahan rata-rata debit.

Pemilihan type surge tank ini tergantung pada kedalaman, kondisi topografi, geologi dan rencana pengoperasian dari power tersebut. Bahan yang dipakai dapat berupa beton ataupun baja.

Untuk PLTA Maung surge tank diletakkan dibagian down stream disebelah kiri kali Merawu, dimana disini dipilih surge tank type port dengan bahan beton.

Penentuan dimensi/ukuran dari surge tank dihitung dengan cara sebagai berikut :

- Dipakai perumusan dari Water Power Engineering, oleh

M.M. Dandekar dan K.M. Sharma, yaitu :

$$A_{s \min} \geq \frac{V_o^2 \cdot L \cdot A_r}{2 \cdot g \cdot h_{Fo} \cdot (H - h_{Fo})}$$

Dimana :

A_s = Luas penampang surge tank (m^2)

L = Panjang Head race tunnel = 1600 m

A_r = Luas penampang head race tunnel

$$= 1/4 \pi D^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 4,6^2 \\ = 16,62 \text{ m}^2$$

H = Tinggi jatuh kotor, = 143,875 m

V_o = Kecepatan aliran pada head race tunnel,
= 3 m/dt

h_{Fo} = Kehilangan tinggi permukaan dari pemasukan
ke surge tank = 0,836 m (lihat pada
perhitungan tinggi efektif)

- Jadi diameter surge tank,

$$A_s = \frac{3^2 \cdot 1600 \cdot 16,62}{2 \cdot 9,8 \cdot 1,566 (143,875 - 1,566)} \\ 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 = 54,79 \text{ m}^2 \\ D = 8,35 \text{ m}$$

Diambil diameter surge tank (D) = 8,5 m

Untuk menentukan kenaikan muka air akibat water
hammer digunakan perumusan sebagai berikut :

$$Z_{mak} = V_o \cdot \sqrt{\frac{L \cdot A_r}{g \cdot A_s}}$$

dimana :

Z_{mak} = kenaikan muka air pada surge tank

V_0 = Kecepatan air pada head race tunnel,
= 3 m/dt

L = Panjang head race tunnel = 1600 meter

A_r = Luas penampang pipa head race tunnel
= $16,62 \text{ m}^2$

A_s = Luas penampang surge tank
= $1/4 \cdot \pi \cdot 8,5^2 = 56,75 \text{ m}^2$

Jadi kenaikan penampang muka air pada surge tank

$$\begin{aligned} Z_{mak} &= 3 \cdot \sqrt{\frac{1600 \cdot 16,62}{9,8 \cdot 56,75}} \\ &= 20,74 \text{ m} \end{aligned}$$

Untuk menentukan kenaikan dan penurunan muka air dalam surge tank juga perlu diperhatikan friksi, dimana harga friksi (P) dapat dihitung dari persamaan :

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{\eta_{Fo}}{Z_{mak}} \\ &= \frac{1,566}{20,74} = 0,076 \end{aligned}$$

Kenaikan muka air (Z_{up})

$$\begin{aligned} Z_{up} &= Z_{mak} (1 - 2/3 P_0 + 1/9 P_0^2) \\ &= 20,74 (1 - 2/3 \cdot 0,076 + 1/9 \cdot 0,076^2) \\ &= 19,70 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan muka air (Z_{down}) = $Z_{maks} (-1 + 2P_0)$

$$\begin{aligned} Z_{down} &= 20,74 (-1 + 2 \cdot 0,076) \\ &= -17,59 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kenaikan elevasi muka air} &= +522,314 + 19,70 \\ &= +542,014 \text{ meter}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Penurunan elevasi muka air} &= +522,314 - 17,59 \\ &= +504,724 \text{ meter}\end{aligned}$$

6.5. Penentuan Diameter Pipa Pesat (Penstock)

Penstock adalah pipa tekan yang menghubungkan turbin dengan surge tank. Apabila turbin lebih dari satu, disarankan jumlah penstock sesuai dengan banyaknya turbin atau penstock digunakan untuk lebih dari satu turbin yang bercabang didekat power house.

Panjang penstock tergantung dari kondisi topografi, geologi yang baik dan longsor yang tidak mungkin terjadi. Penstock pada umumnya terdiri dari pipa baja, beton atau kombinasi dari keduanya.

Ada 3 macam penstock yaitu:

1. Terowongan tekan miring dengan pipa pesat baja didalamnya.
2. Pipa pesat diluar dari bahan pipa baja atau beton.
3. Pipa pesat beton bertulang.

Mengingat kondisi topografinya, dipilih type terowongan tekan miring dengan pipa pesat baja didalamnya. Direncanakan panjangnya 805 meter, dimana terdiri dari bagian atas horizontal sepanjang 100 meter, bagian yang miring sepanjang 605 meter dan bagian bawah horizontal ke

turbin sepanjang 100 meter.

Diameter penstock dihitung berdasarkan rumur dari HPPS (Hidro Power Potensial Study) sebagai berikut:

$$D = 0,785 \times Q_p^{0,300}, \text{ untuk } 75 < H_{br} < 150 \text{ m}$$

dimana:

D = diameter, m

Q_p = debit yang lewat penstock (m^3/dt)

Untuk PLTA Maung :

$$\begin{aligned} D &= 0,785 \times 50^{0,300} \\ &= 2,54 \text{ meter} \end{aligned}$$

diambil diameter penstock = 3 meter

Kecepatan air pada pipa pesat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} v &= \frac{Q_p}{A} = \frac{50}{\frac{1}{4} \pi \cdot 3^2} \\ &= 7,07 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

6.6. Penentuan Tinggi Jatuh Efektif

Tinggi jatuh efektif adalah tinggi tekanan yang menghasilkan energi setelah dikurangi akibat gesekan, kehilangan di pemasukan dan kehilangan tinggi tekanan di corong pembuang dan lain-lainnya.

Sedangkan tinggi tekanan kotor (gross head) untuk suatu PLTA adalah perbedaan elevasi keseluruhan antara permukaan air di reservoir dengan permukaan air setelah dipergunakan untuk menghasilkan daya (tail water).

Pada PLTA bendungan Maung tinggi tekanan kotor (gross head) adalah :

$$\frac{+545 + (+502,75)}{2} - 380,00 = 143,875 \text{ meter}$$

MENGHITUNG HEAD LOSS

A. Kehilangan tinggi dari intake sampai surge tank

1. Kehilangan pada trash rock

$$h_1 = f_1 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dimana :

f_1 = koefisien kehilangan tinggi, menurut
"Kirsch Mer" Formula

$$f_1 = \phi (s/b)^{4/3} \cdot \sin \beta$$

ϕ = 1,97 untuk bentuk penampang batang bulat

β = sudut kemiringan trash rock

$$\beta = 60^\circ$$

b = jarak antara batang = 7,5 cm

s = tebal batang = 1,2 cm

$$f_1 = 1,97 (1,2/7,5)^{4/3} \cdot \sin 60$$

$$= 0,148$$

$$h_1 = 0,148 \frac{(2)^2}{2 \cdot 9,8}$$

$$= 0,030 \text{ meter}$$

2. Kehilangan tinggi pada pemasukan intake

$$h_2 = f_2 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dimana :

f_2 = koefisien tergantung pada bentuk pemasukan
 = 0,10 untuk bentuk lingkaran (Design of Small Dam)

$$\begin{aligned}
 h_2 &= 0,10 \frac{(2)^2}{2 \cdot 9,8} \\
 &= 0,020 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

3. Kehilangan tinggi akibat transisi

$$h_3 = f_3 \frac{(v_2)^2 - (v_1)^2}{2g}$$

dimana :

f_3 = koefisien reduksi smooth aliran = 0,08

v_1 = kecepatan aliran sebelum perubahan penampang = 2 m/dt

v_2 = kecepatan aliran sesudah perubahan penampang = 3 m/dt

$$\begin{aligned}
 h_3 &= 0,08 \frac{(3)^2 - (2)^2}{2 \cdot 9,8} \\
 &= 0,020 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

4. Kehilangan tinggi pada pemasukan head race

$$h_4 = f_4 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dimana :

$$\begin{aligned}
 f_4 &= \text{koefisien yang tergantung bentuk pemasukan} \\
 &= 0,10 \text{ untuk bentuk lingkaran} \\
 V &= \text{kecepatan rata-rata dalam head race tunnel} \\
 &= 3 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_4 &= 0,10 \frac{(3)^2}{2 \cdot 9,8} \\
 &= 0,046 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

5. Kehilangan tinggi akibat geseran pada pipa

$$h_5 = f_5 \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dimana :

$$\begin{aligned}
 f_5 &= \text{koefisien geseran} = \frac{124,5 n^2}{D^{1/3}} \\
 &(\text{Design of Small Dam})
 \end{aligned}$$

$$n = \text{angka kekasaran baja} = 0,011 \text{ (Manning)}$$

$$D = \text{diameter pipa} = 4,6 \text{ meter}$$

$$V = \text{kecepatan pada head race} = 3 \text{ m/dt}$$

$$L = \text{panjang pipa} = 1.600 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned}
 f_5 &= \frac{124,5 (0,011)^2}{4,6^{1/3}} \\
 &= 0,0091
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_5 &= 0,0091 \cdot \frac{1.600}{4,6} \cdot \frac{(3)^2}{2 \cdot 9,8} \\
 &= 1,45 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Jadi total kehilangan tinggi (energi) dari pemasukan sampai surge tank (hf_o) yaitu :

$$\begin{aligned} hf_o &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \\ &= 0,030 + 0,020 + 0,020 + 0,046 + 1,45 \\ &= 1,566 \text{ meter} \end{aligned}$$

B. Kehilangan tinggi dari surge tank sampai ke outlet

1. Kehilangan tinggi pada pemasukan pipa pesat

$$h_1 = f_1 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dimana :

$$\begin{aligned} f_1 &= \text{koefisien kehilangan tinggi yang tergantung} \\ &\quad \text{bentuk pemasukan, untuk bentuk lingkaran} \\ &= 0,10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= \text{kecepatan rata-rata pada pipa pesat,} \\ &= 7,07 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_1 &= 0,10 \cdot \frac{7,07^2}{2 \cdot 9,8} \\ &= 0,255 \text{ meter} \end{aligned}$$

2. Kehilangan tinggi akibat gradual contraction

$$h_2 = f_{gc} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dimana :

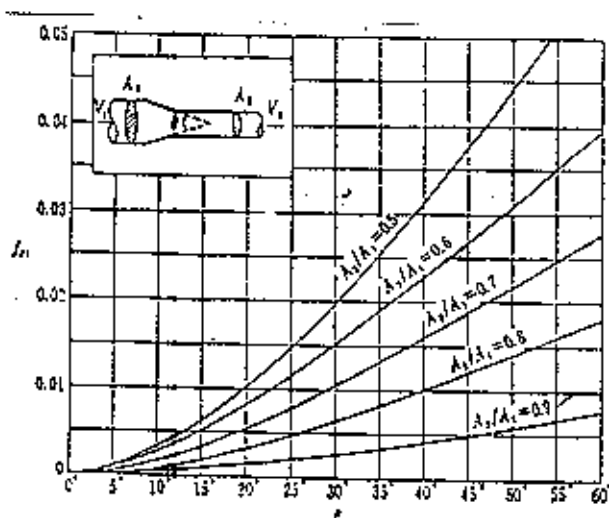
$$\begin{aligned} h_2 &= \text{Kehilangan tinggi akibat gradual contracci} \\ &\quad \text{(m)} \end{aligned}$$

$$f_{gc} = \text{koefisien kehilangan tinggi akibat gradual}$$

contraksi (gambar)

V = kecepatan aliran setelah contraksi (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)



$$V = \frac{50}{1/4 \cdot \pi \cdot (3)^2}$$

$$= 7,07 \text{ m/dt}$$

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot (3)^2}{1/4 \cdot \pi \cdot (4,6)^2}$$

$$= 0,43$$

$$\theta = 25^\circ$$

dari gambar

didapat $f_{gc} = 0,0175$

$$h_2 = 0,0175 \frac{7,07^2}{2 \cdot 9,8}$$

$$= 0,045 \text{ m}$$

3. Kehilangan tinggi akibat belokkan, dihitung dengan persamaan dari perumusan Gibson :

$$h_3 = K_{bk} \times (V^2 / 2g)$$

dimana :

h_3 = kehilangan tinggi pada bengkokan

K_{bk} = Koefisien bengkokan

$$= 67,6 \times 10^{-6} (\alpha)^{2,17}$$

$$= 67,6 \times 10^{-6} (10)^{2,17}$$

$$= 0,01$$

$$h_3 = 0,01 \times (V^2/2g)$$

$$= 0,01 \times (7,07^2/2 \cdot 9,8)$$

$$= 0,026 \text{ meter}$$

4. Kehilangan tinggi akibat geseran

$$h_4 = f_4 \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dimana :

L = panjang pipa pesat = 800 meter

D = diameter pipa pesat, = 3 meter

V = kecepatan rata-rata pd penstock, = 7,07 m/dt

n = 0,011 (pipa baja)

$$f_4 = 124,5 \cdot \frac{0,011^2}{3^{1/3}} = 0,01$$

$$h_4 = 0,01 \cdot \frac{800}{3} \cdot \frac{7,07^2}{2 \cdot 9,8}$$

$$= 6,801 \text{ meter}$$

5. Kehilangan tinggi akibat percabangan

$$h_5 = f_s \cdot \frac{V_o^2}{2g}$$

$$f_s = (0,587 \log Re - a) \left(\frac{Q_1}{Q_0} \right)^2 - (b - 0,46 \log Re) \left(\frac{Q_1}{Q_0} \right) + (c - 0,146 \log Re)$$

$$Re = \frac{V_0 \cdot d_0}{\nu}$$

$$m = \frac{d_1}{\sqrt{d_0 \cdot D}}$$

dimana :

h_s = kehilangan tinggi akibat percabangan (m)

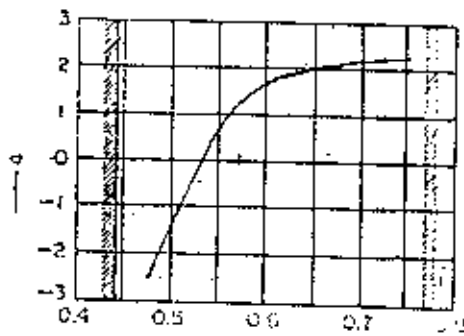
f_s = koefisien kehilangan tinggi akibat percabangan

Re = bilangan reynold pada pipa utama

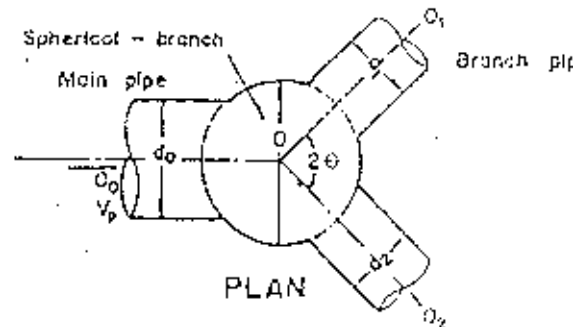
a, b, c = Koefisien yang sesuai dengan gambar

ν = viskositas kinematis air

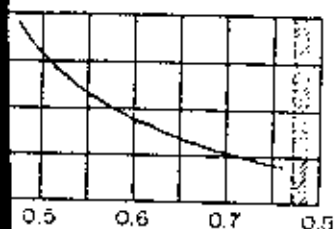
Q_1 = debit pada cabang 1



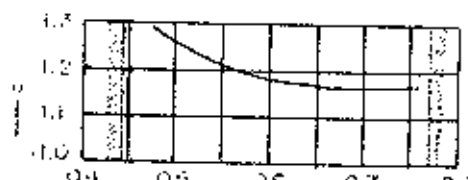
(a)



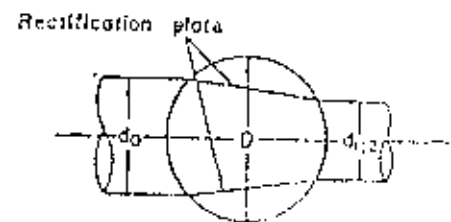
PLAN



(b)



(c)



PROFILE

$$\begin{aligned} Re &= \frac{7,07 \cdot 3}{10^{-6}} \\ &= 21,21 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

$$m = \frac{2,1}{\sqrt[3]{3 \cdot 4}} = 0,61$$

dari gambar didapat $a = 1,6$

$$b = 3,32$$

$$c = 1,16$$

$$\begin{aligned} f_s &= (0,587 \log 21,21 \cdot 10^6 - 1,6) \left(\frac{25}{50} \right) \\ &\quad - (3,32 - 0,46 \log 21,21 \cdot 10^6) \left(\frac{25}{50} \right) \\ &\quad + (1,16 - 0,146 \log 21,21 \cdot 10^6) \\ &= 1,47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_5 &= 1,47 \frac{7,07^2}{2 \cdot 9,8} \\ &= 3,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi total kehilangan dari surge tank sampai ke outlet

(h_{f1}) , yaitu :

$$\begin{aligned} h_{f1} &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \\ &= 0,255 + 0,045 + 2 \times 0,026 + 6,801 \\ &\quad + 3,75 = 10,903 \text{ m} \end{aligned}$$

Kehilangan tinggi tekanan total pada water way, h_f

$$\begin{aligned} h_f &= h_{f0} + h_{f1} \\ &= 1,566 + 10,903 \\ &= 12,469 \text{ meter} \end{aligned}$$

Tinggi jatuh efektif (H_n) = $NWL - TWL - h_f$

$$= \frac{FSL + MOL}{2} - TWL - h_f$$

$$= \frac{545 + 502,75}{2} - 380 - 12,469$$

$$= 131,406 \text{ meter}$$

6.7. Power House Dan Jenis Turbin

Power house adalah suatu bangunan terbuat dari beton bertulang dimana turbin/alat pembangkit listrik diletakkan, dimana terdiri atas bangunan diatas muka tanah (upper strukture) dan perlengkapan pondasi dibawah tanah (sub strukture).

Type power house yang digunakan pada PLTA Maung yaitu type open air. Dalam menentukan jenis turbin yang hendak digunakan untuk pembangkit tenaga listrik, didasarkan atas tinggi jatuh atau head dari turbin, kecepatan jenis (Ns).

Turbin air diklasifikasikan menurut tinggi jatuh atau head, seperti terlihat pada tabel berikut :

KLASIFIKASI TURBIN BERDASARKAN TINGGI JATUH

Jenis Turbin	Tinggi Jatuh (m)	Kecepatan Jenis (m - kw)
Impulse	> 250	4 - 35
Francis	2,5 - 450	60 - 400
Kaplan	1,5 - 70	300 - 1000
Turgo Turbin	-	50

Berdasarkan Kecepatan Jenis (Ns) dapat dipakai perumusan sebagai berikut:

$$N_s = \frac{20000}{H + 20} + 30$$

Untuk PLTA Maung yang mempunyai tinggi jatuh (H_{eff}) = 131,406 meter, maka :

$$N_s = \frac{20000}{131,406 + 20} + 30 = 162 \text{ m-kw}$$

Berdasarkan tinggi jatuh efektif dan kecepatan jenis turbin pada PLTA Maung maka turbin yang sesuai adalah turbin Francis.

6.8. Perhitungan Energi

Daya yang dihasilkan oleh suatu pembangkit listrik tenaga air diperhitungkan dengan persamaan :

$$P = \eta \cdot 9,8 \cdot Q \cdot H_n$$

dimana :

P = daya yang dihasilkan oleh pembangkit listrik (kw)

η = Efisiensi generator dan turbin

Q = debit pembangkit yang tersedia (m^3/dt)

H_n = tinggi jatuh efektif

Untuk PLTA Maung,

Debit pembangkit $Q = 50 \text{ m}^3/dt$

Tinggi jatuh netto $H_n = 131,406 \text{ meter}$

Efisiensi $\eta = \eta_t \cdot \eta_g$

$$= 0,93 \times 0,95$$

$$= 0,88$$

$$P = 0,88 \cdot 9,8 \cdot 50 \cdot 131,406$$

$$= 56.662 \text{ kw}$$

$$= 56,662 \text{ mw}$$

Jumlah energi yang dihasilkan setahun

$$E = P \cdot t$$

$$t = 365 \times 6 \text{ jam}$$

$$= 2190 \text{ jam/tahun, Jumlah waktu mendukung beban puncak } 6 \text{ jam/hari, dalam } 12 \text{ bulan setahun}$$

$$E = 56.662 \times 2190 \text{ kwh}$$

$$= 124.089.780 \text{ kwh}$$

$$= 124,09 \text{ Gwh}$$

6.9. Perhitungan Kecepatan Turbin

Kecepatan turbin dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$N = \frac{N_s H^{5/4}}{P^{1/2}}$$

Dimana :

N = putaran turbin (Rpm)

H = tinggi jatuh efektif (m)

P = daya yang keluar (kw)

N_s = Kecepatan jenis (m-kw)

$$= \frac{20.000}{H + 20} + 30$$

Karena kecepatan turbin nantinya digunakan untuk menggerakkan generator maka perlu dicari besarnya kecepatan serempak yaitu kecepatan turbin yang telah dipasang dengan generator yang akan menghasilkan tenaga yang dibutuhkan. Kecepatan serempak besa dihitung

sebagai berikut :

$$p = \frac{120 \cdot f}{N}$$

Dimana :

p = Jumlah kutub yang merupakan kelipatan 4

f = frekwensi, untuk Indonesia 50 Hz

N = kecepatan turbin (Rpm)

Kemudian kecepatan serempak dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$N = \frac{120 \cdot f}{p}$$

Setelah kecepatan serempak didapat, bisa digunakan untuk menghitung kecepatan jenis yang digunakan :

$$N_s = \frac{N \cdot P^{1/2}}{H^{5/4}}$$

Dimana :

N_s = kecepatan jenis yang digunakan (m-kw)

N = kecepatan serempak (Rpm)

P = Daya yang keluar dari turbin (kw)

H = tinggi jatuh efektif (m)

Untuk kecepatan turbin PLTA Maung dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} N_s &= \frac{20.000}{131,406 + 20} + 30 \\ &= 162 \text{ m-kw} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{162 \cdot (131,406)^{5/4}}{56.662^{1/2}} \\ &= 303 \text{ Rpm} \end{aligned}$$

sebagai berikut :

$$p = \frac{120 \cdot f}{N}$$

Dimana :

p = Jumlah kutub yang merupakan kelipatan 4

f = frekwensi, untuk Indonesia 50 Hz

N = kecepatan turbin (Rpm)

Kemudian kecepatan serempak dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$N = \frac{120 \cdot f}{p}$$

Setelah kecepatan serempak didapat, bisa digunakan untuk menghitung kecepatan jenis yang digunakan :

$$Ns = \frac{N \cdot P^{1/2}}{H^{5/4}}$$

Dimana :

Ns = kecepatan jenis yang digunakan (m-kw)

N = kecepatan serempak (Rpm)

P = Daya yang keluar dari turbin (kw)

H = tinggi jatuh efektif (m)

Untuk kecepatan turbin PLTA Maung dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Ns &= \frac{20.000}{131,406 + 20} + 30 \\ &= 162 \text{ m-kw} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{162 \cdot (131,406)^{5/4}}{56.662^{1/2}} \\ &= 303 \text{ Rpm} \end{aligned}$$

$$p = \frac{120 \cdot 50}{336}$$

$$= 20$$

Jadi kecepatan serempak adalah:

$$N = \frac{120 \cdot 50}{20}$$

$$= 300 \text{ Rpm}$$

Kecepatan jenis turbin yang digunakan:

$$Ns = \frac{300 \cdot (56,662)^{1/2}}{(131,406)^{5/4}}$$

$$= 161 \text{ m-kw}$$

6.10. Dimensi Turbin

6.10.1 Discharge diameter/diameter Runner (D3)

Dimensi dari draft tube dari spiral case berhubungan dengan diameter discharge dari turbin.

Discharge diameter dapat diperoleh dengan menggunakan koefisien peripheral (ϕ) yaitu angka perbandingan antara kecepatan keliling dari turbin pada bagian inlet dengan kecepatan teoritis air yang jatuh menimpa turbin.

Untuk turbin Francis dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi = 0,036 \cdot (Ns)^{7/12}$$

$$D3 = \frac{84,5 \cdot \phi \cdot H^{1/2}}{N}$$

Dimana :

ϕ = koefisien peripheral

N_s = kecepatan jenis turbin (m-kw)

D_3 = diameter discharge (m)

H = tinggi jatuh efektif (m)

N = kecepatan turbin (Rpm).

$$\begin{aligned}\phi &= 0,036 \cdot (161)^{7/12} \\ &= 0,70\end{aligned}$$

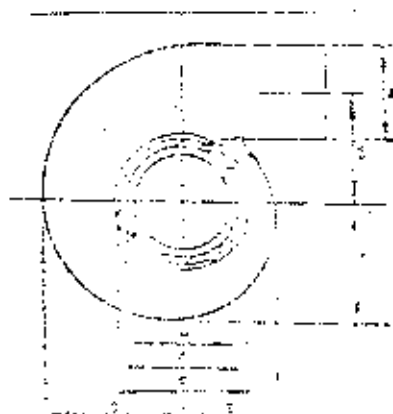
$$\begin{aligned}D_3 &= \frac{84,5 \cdot 0,70 \cdot (131,406)^{1/2}}{300} \\ &= 2,30 \text{ m}\end{aligned}$$

6.10.2. Spiral Case dan Draft Tube

Penentuan dimensi spiral case dan draft tube digunakan rumus-rumus empiris yang digambarkan oleh de Siervo dan de Leva yang merupakan fungsi dari discharge diameter (D_3) dan kecepatan jenis (N_s)



gbr



Rajah Spiral Case PLTA Maung

Fig. Spiral case dimensions--after Sklar and L. 1974

$$\begin{aligned}
 A &= \left(1,20 + \frac{19,56}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 B &= \left(1,10 + \frac{54,80}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 C &= \left(1,32 + \frac{49,25}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 D &= \left(1,50 + \frac{48,80}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 E &= \left(0,98 + \frac{63,60}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 F &= \left(1,00 + \frac{131,4}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 G &= \left(0,89 + \frac{96,50}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 H &= \left(0,79 + \frac{81,75}{Ns} \right) \cdot D3 \\
 I &= \left(0,10 + 0,00065 Ns \right) \cdot D3 \\
 L &= \left(0,88 + 0,00049 Ns \right) \cdot D3 \\
 M &= \left(0,60 + 0,000015 Ns \right) \cdot D3
 \end{aligned}$$

Untuk dimensi spiral case dari PLTA Maung dapat dihitung sebagai berikut :

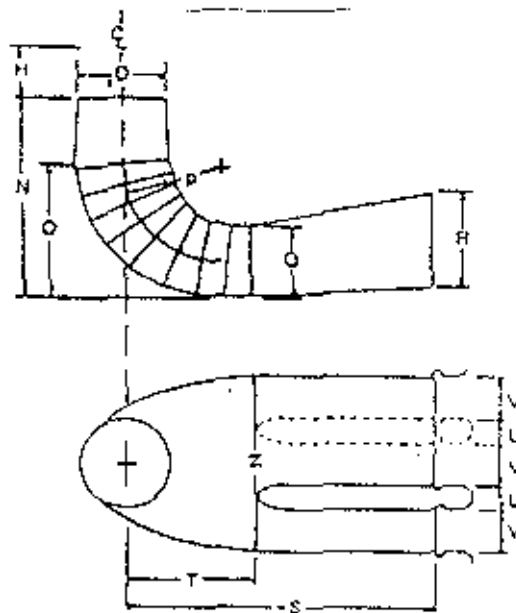
Dengan $D3 = 2,30 \text{ m}$

$$Ns = 161 \text{ m-kw}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \left(1,20 + \frac{19,56}{161} \right) \cdot 2,30 = 2,50 \text{ m} \\
 B &= \left(1,10 + \frac{54,80}{161} \right) \cdot 2,30 = 3,30 \text{ m} \\
 C &= \left(1,32 + \frac{49,25}{161} \right) \cdot 2,30 = 3,70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D &= \left(1,50 + \frac{48,80}{161} \right) \cdot 2,30 = 4,10 \text{ m} \\
 E &= \left(0,98 + \frac{63,60}{161} \right) \cdot 2,30 = 3,20 \text{ m} \\
 F &= \left(1,00 + \frac{131,4}{161} \right) \cdot 2,30 = 4,20 \text{ m} \\
 G &= \left(0,89 + \frac{96,50}{161} \right) \cdot 2,30 = 3,40 \text{ m} \\
 H &= \left(0,79 + \frac{81,75}{161} \right) \cdot 2,30 = 3,00 \text{ m} \\
 I &= \left(0,10 + 0,00065 \cdot 161 \right) \cdot 2,30 = 0,50 \text{ m} \\
 L &= \left(0,88 + 0,00045 \cdot 161 \right) \cdot 2,30 = 2,20 \text{ m} \\
 M &= \left(0,60 + 0,000015 \cdot 161 \right) \cdot 2,30 = 1,40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Draff Tube



$$\begin{aligned}
 N &= \left(1,54 + \frac{203,5}{N_s} \right) \cdot D3 \\
 O &= \left(0,83 + \frac{140,7}{N_s} \right) \cdot D3 \\
 P &= \left(1,37 - 0,00056 \cdot N_s \right) \cdot D3
 \end{aligned}$$

$$Q = (0,58 + \frac{22,60}{Ns}) \cdot D3$$

$$R = (1,60 - \frac{0,0013}{Ns}) \cdot D3$$

$$S = \frac{D3 \cdot Ns}{(-9,28 + 0,25 \cdot Ns)}$$

$$T = (1,50 + 0,00019 \cdot Ns) \cdot D3$$

$$U = (0,51 - 0,0007 \cdot Ns) \cdot D3$$

$$V = (1,10 + \frac{53,70}{Ns}) \cdot D3$$

$$Z = (2,63 + \frac{33,80}{Ns}) \cdot D3$$

Untuk dimensi Drafft tube PLTA Maung dapat dihitung sebagai berikut :

Dengan $D3 = 2,30 \text{ m}$

$$Ns = 161 \text{ m-kw}$$

$$N = (1,54 + \frac{203,5}{161}) \cdot 2,30 = 6,40 \text{ m}$$

$$O = (0,31 + \frac{140,7}{161}) \cdot 2,30 = 3,90 \text{ m}$$

$$P = (1,37 - 0,00056 \cdot 161) \cdot 2,30 = 2,90 \text{ m}$$

$$Q = (0,58 + \frac{22,60}{161}) \cdot 2,30 = 1,70 \text{ m}$$

$$R = (1,60 - \frac{0,0013}{161}) \cdot 2,30 = 3,70 \text{ m}$$

$$S = \frac{161 \cdot 2,30}{(-9,28 + 0,25 \cdot 161)} = 12,00 \text{ m}$$

$$T = (1,50 + 0,00019 \cdot 161) \cdot 2,30 = 3,50 \text{ m}$$

$$U = (0,51 - 0,0007 \cdot 161) \cdot 2,30 = 1,40 \text{ m}$$

$$V = (1,10 + \frac{53,70}{161}) \cdot 2,30 = 3,30 \text{ m}$$

$$Z = (2,63 + \frac{33,80}{161}) \cdot 2,30 = 6,50 \text{ m}$$

6.11. Perhitungan Diameter dan Tinggi Generator

6.11.1. Diameter Generator (Dg)

Diameter generator di tentukan oleh banyaknya kutub dan kapasitas dengan menggunakan rumus Doland.

$$D_g = 0,119 P_n^{0,466} \cdot K^{0,233}$$

Dimana :

D_g = diameter generator (m)

p = jumlah kutub

K = Kapasitas generator (KVA)

$$= P_t \cdot \eta \cdot \frac{1}{\cos \phi}$$

P = Out put turbin (kw)

$\cos \phi$ = power faktor 0,90

η_g = efisiensi generator 0,95

$$p = 20$$

$$K = 56662 \cdot 0,95 \cdot \frac{1}{0,90} = 59810 \text{ KVA}$$

$$D_g = 0,119 \cdot (20)^{0,466} \cdot (59810)^{0,233} = 6,23 \text{ m}$$

$$\approx 6,20 \text{ m}$$

6.11.2. Tinggi Generator (H_g)

Tinggi generator dihitung berdasarkan rumus J.H.Walker.

$$H_g = K' \left(\frac{D_g}{p} \right) + 2,30$$

dimana :

H_g = tinggi generator (m)

$$K' = 5,5 + 12,57$$

D_g = diameter pemisah antara kutub dan stator

$$= \frac{p}{62} \left(\frac{32,5}{\sqrt{p}} + K \right)$$

$$p = \text{jumlah kutub} = 18$$

$$K = 5 - 9$$

$$Dg = \frac{18}{62} \left(\frac{32,5}{\sqrt{18}} + 7 \right)$$

$$= 4,30 \text{ m}$$

$$Hg = 9 \left(\frac{4,30}{18} \right) + 2,30$$

$$= 4,45 \text{ m}$$

B A 8 VII

TINJAUAN ANALISA DAMPAK LINGKUNGAN

7.1. TINJAUAN UMUM

Sejak pelita I (satu) sampai saat ini menginjak V (lima) pembangunan dikota sehari-hari lebih makmur dari yang sebelumnya, tetapi ini mengakibatkan polusi lingkungan, seperti polusi udara, air, suara getaran dan lain-lainnya. Menghancurkan serta pengrusakan terhadap lingkungan alam.

Akibat yang lebih buruk dari turunnya kualitas lingkungan alam akan menyebabkan timbulnya berbagai wabah penyakit yang akhirnya dapat menimbulkan korban jiwa. Untuk mencegah hal tersebut di atas, dan yang paling penting sekarang adalah mencegah polusi dengan cara menilai dampak lingkungan yang akan timbul dari proyek-proyek yang diusulkan, faktor lainnya tentu meningkatkan perhatian penduduk untuk memelihara lingkungan mereka.

Saat ini hampir tidak mungkin untuk mengadakan pembangunan proyek tanpa memperhatikan dampak terhadap lingkungannya.

Analisa dampak lingkungan memerlukan suatu pendekatan yang sistimatis, mudah ditelaah oleh banyak kelompok dan bersifat interdisiplin. Sistimatis mengandung arti secara teratur semua pertimbangan dan penelaah telah dilakukan untuk semua kemungkinan dampak lingkungan yang disebabkan tindakan manusia.

Untuk mengadakan penafsiran dampak lingkungan, secara garis

besar kegiatan-kegiatan yang harus dikerjakan adalah :

- Survey

Survey adalah perlakuan dengan memperhatikan pada kondisi lingkungan yang ada, khususnya mengumpulkan data dan informasi tentang bermacam-macam keadaan dan kondisi sosial yang sangat diperlukan untuk ramalan dan evaluasi pada tingkatan selanjutnya.

- Ramalan

Ramalan adalah menjelaskan perubahan apa yang akan diperoleh dalam lingkungan karena pelaksanaan dari pekerjaan pembangunan semacam itu. Ramalan dibuat dengan menggunakan bermacam-macam sarana untuk menyusun berbagai kalkulasi-kalkulasi, membuat pertimbangan-pertimbangan dengan data dan informasi yang ada.

- Evaluasi

Evaluasi adalah untuk mempelajari benar tidaknya ramalan perubahan dalam lingkungan yang akan mengganggu pada polusi dan konservasi dari alam lingkungan dan menghasilkan pendapat tentang proyek yang diusulkan.

Mengingat begitu banyaknya kegiatan-kegiatan yang harus dilakukan dalam penganalisaan dampak lingkungan serta pekerjaan yang akan dilaksanakan adalah pembangunan PLTA dengan skala besar, maka harus

diadakan studi tersendiri mengenai dampak lingkungan.

Pada studi pendahuluan ini hanya dikemukakan penaksiran kemungkinan dampak lingkungan secara umum. studi analisa yang lebih terperinci perlu di bahas pada tahap feasibility studi.

7.2 PENENTUAN PARAMETER KEGIATAN

Analisis mengenai dampak lingkungan (andal) di Indonesia diberikan pengertian sebagai hasil studi mengenai dampak suatu kegiatan yang direncanakan terhadap lingkungan hidup yang diperlukan bagi proses pengambilan keputusan. Setiap kegiatan yang mempunyai dampak penting terhadap lingkungan hidup, wajib dilengkapi dengan Andal. Sedangkan mengenai dampak penting suatu kegiatan terhadap lingkungan hidup ditentukan oleh :

- a. Jumlah manusia yang terkena dampak.
- b. Luas wilayah penyebaran dampak.
- c. Lamanya dampak itu berlanggung.
- d. Intensitas dampak.
- e. Banyaknya komponen lingkungan lain yang akan terkena dampak.

7.3. KEGIATAN YANG HARUS DITELAAH DAMPAKNYA

Kegiatan yang harus ditelaah dampaknya dikelompokkan menjadi tiga bagian yaitu :

7.3.1. Pra Konstruksi

Kegiatan ini meliputi :

- a. Feasibiliti study terbagi menjadi :
 - survey
 - investigasi
 - pengambilan keputusan
- b. Preliminary design terbagi menjadi :
 - alternatif pengembangan fungsi PLTA
 - pengambilan keputusan
- c. Design terbagi menjadi:
 - analisa ekonomi teknik
 - pelelangan
 - kontrak

7.3.2. Masa Konstruksi

Kegiatan ini meliputi :

- a. Persiapan :
 - Ganti rugi
 - relokasi
 - pembebasan tanah
- b. Pelaksanaan :
 - persiapan
 - mobilisasi alat, tenaga dan bahan
- c. Pembangunan :
 - Pembuatan jalan kerja (access road)
 - pembuatan direksi keet, base camp, dan gudang
 - pembuatan diversion tunnel (saluran pengelak)
 - pembuatan coferdam (bendungan pengelak)

- pembuatan Main dam
- pembangunan sarana pembangkit PLTA

7.3.3. Pasca Konstruksi

Kegiatan ini meliputi :

Operasi dan pemeliharaan (operation and maintenance)

Masalah polusi yang dipermasalahkan oleh masyarakat di sekitar lokasi proyek adalah polusi air, yang mana umumnya polusi air ini disebabkan adanya genangan dari tampungan waduk sehingga dapat menyebabkan terjadi pembusukan tumbuh-tumbuhan yang habitatnya bukan air. Dengan adanya pembusukan tersebut maka sementara waktu akan terjadi polusi udara akibat bau-bau pembusukan tumbuhan tersebut.

Tahap pelaksanaan proyek memberikan kesempatan pada penduduk setempat untuk bekerja sebagai tenaga bangunan yang di sesuaikan dengan tingkat kemampuan.

Adanya pekerja proyek yang datang kedaerah ini mengakibatkan peningkatan kebutuhan pekerja terhadap pelayanan terutama tempat penjualan makanan dan kebutuhan lain.

Dampak sosial yang timbul adalah kerawanan sosial akibat kurangnya hiburan bagi pekerja, polusi akibat hasil pembakaran bahan bakar alat-alat berat dan debu-debu .

Dari uraian antara Pra konstruksi, Masa konstruksi, dan Pasca konstruksi telah ditemukan perkiraan dampak yang timbul pada pembangunan PLTA Maung

Dampak yang timbul ada yang negatif dan ada yang positif

A. Dampak Positif

Adanya proyek PLTA Maung akan memberikan dampak positif antara lain :

1. Memanfaatkan sumber daya alam air yang persediaannya dapat diperbarui.
2. Pengendalian banjir yang sewaktu-waktu dapat menjadi bencana alam kedaerah sekitarnya.
3. Pemerataan pembangunan beserta hasil-hasilnya (memperluas jaringan).
4. Bertambahnya supplay tenaga listrik akan meningkatkan pertumbuhan ekonomi dengan berkembangnya sektor industri dan sektor-sektor lainnya.
5. Adanya waduk dapat dimanfaatkan untuk budi daya ikan. dan dapat pula untuk lokasi pariwisata.

B. Dampak Negatif

1. Terjadinya perubahan lingkungan bagi hewan air (ikan dll) akibat dibendungannya sungai Marawu.
2. Perpindahan penduduk yang terkena areal waduk serta ganti rugi tanah dan lahan pertanian termasuk tanaman yang ada.
3. Polusi udara dan debu akibat adanya kegiatan proyek.
4. Adanya perubahan sosial akibat pekerja pendatang.

Dampak negatif yang diperkirakan timbul adalah konsekuensi akibatnya suatu pembangunan disamping dampak positifnya.

Dengan memperhatikan dampak positif dari PLTA Maung lebih besar untuk memenuhi kebutuhan listrik dimasa yang akan datang maka proyek PLTA Maung bermanfaat untuk dibangun (diredisir).

Untuk menjaga keseimbangan lingkungan maka dampak negatif tersebut perlu dikurangi atau ditanggulangi dengan berbagai alternatif antara lain :

1. Pemandahan penduduk kesuatu lokasi yang telah dipersiapkan secaramatang, tanahnya subur, produktifitasnya baik dan diusahakan seperti tempat pemukiman semua penggantian tanaman dan tanah harus dengan harga yang pantas, agar penduduk merasa puas dan bisa dijadikan modal dalam penghidupan ditempat yang baru.
2. Perlu diadakan penelitian yang lebih seksama oleh para ahli mengenai perubahan lingkungan disektor pertanian, perikanan, kebutuhan akibat perubahan sungai Merawu menjadi waduk.

Dengan harapan agar jenis-jenis tumbuhan yang ada dan hewan-hewan di air tidak terganggu kelestariannya.

Penelitian tentang kualitas udara akibat debu yang ditimbulkan oleh adanya kegiatan pembangunan PLTA Maung agar dapat dicegah misalnya penyakit gangguan pernapasan dan sebagainya secara dini.

3. Perlu diadakan penerangan dan pendekatan kepada masyarakat tentang terjadinya perubahan lingkungan, dengan maksud agar mereka dapat mempertahankan identitas sosial dan tidak terpengaruh oleh pengaruh negatif dari para pendatang.

Hasil pengumpulan data dari pengamatan dan wawancara dengan instansi yang terkait, dapat disajikan dengan menggunakan metode Fischer dan Davies sebagaimana terlampir pada tabel 7.1

Tabel 7.1.: Matrix Fischer and Davies

Aktifitas Proyek	Prakonstruksi	Konstruksi	Pascakonstruksi
Komponen lingkungan			
1. Fisika-kimia			
- air tanah/ permukaan	-1	-2	-4
- tata guna lahan	-1	-1	+2
- udara/cuaca	+1	-2	-1
- suhu	+1	-1	-1
- bau	-1	-1	-1
- kebisingan	-1	-1	+2
2. Biota			
- tanaman			
- binaan	-2	+1	+2
- satwa/ikan	-1	+1	-1
- migrasi biota	-1	+1	-1
- estetika	+2	+2	+1
3. Sosio-budaya			
- tenaga kerja	+1	+4	+2
- keselamatan kerja	+1	+3	+1
- sistim keamanan	+1	+2	+3
- pendidikan	+1	+2	+3
- interaksi sosial	+2	+3	+1
4. Sosio-ekonomi			
- tingkat pendapa an	+4	+4	+3
- lapangan kerja	+2	+4	+2
- fasilitas umum	+1	+3	+5

Keterangan: (-) = dampak negatif
 (+) = dampak positif
 1 = kecil
 2 = sedang
 3 = cukup
 4 = banyak
 5 = banyak sekali

BAB VIII

ANALISA EKONOMI

8.1. U M U M

Dalam studi PLTA Maung, selain menganalisa secara teknis dan beberapa kapasitas yang dapat dibangkitkan, perlu juga diadakan analisa ekonomi.

Dengan adanya analisa ekonomi ini dapat dilihat apakah proyek yang kita studi memenuhi syarat untuk dibangun atau tidak. Untuk mengetahuinya harus dihitung jenis-jenis pekerjaan yang tiap-tiap jenisnya mempunyai harga-harga tersendiri.

Dalam menganalisa ekonomi pada studi ini diperlukan beberapa asumsi dalam penyelesaiannya, yaitu:

- a. Lama pembangunan proyek diperkirakan memakan waktu selama 5 (lima) tahun terhitung mulai tahun 1991 sampai dengan tahun 1996.

- b. Usia guna proyek diperkirakan selama 50 tahun, sesuai dengan perkiraan secara teknis.

- c. Biaya tak terduga diperkirakan sebesar 10% dari biaya dasar.

- d. Penyelesaian biaya proyek dilakukan dalam 5 (lima) tahun tahap pembayaran, yaitu :

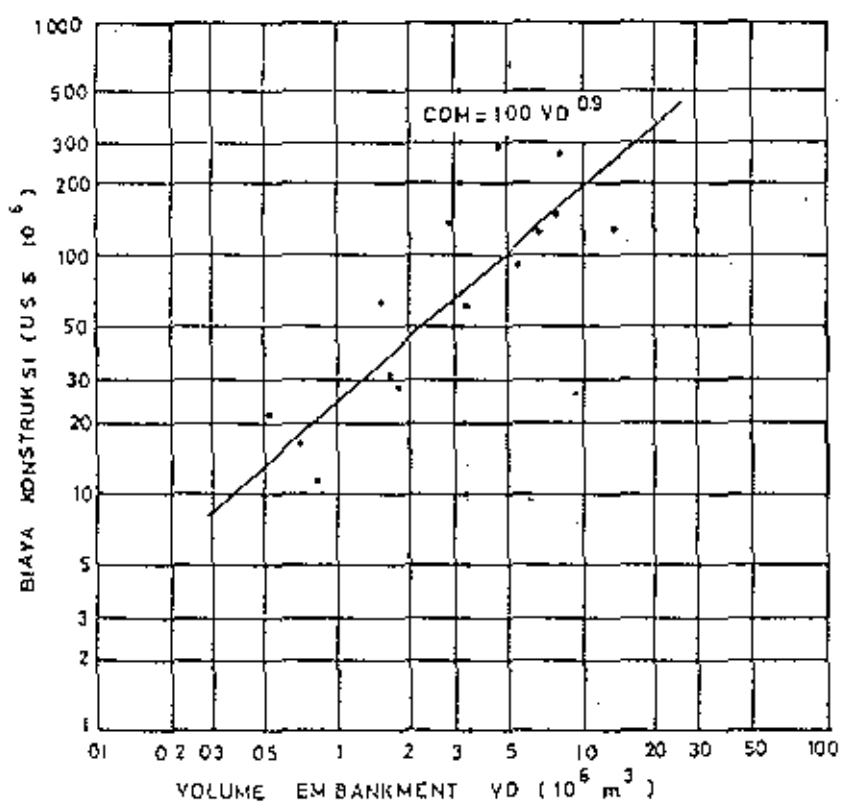
- Pembayaran ke I pada tahun 1992 sebesar 15% dari biaya pembangunan proyek
- Pembayaran ke II pada tahun 1993 sebesar 25% dari biaya pembangunan proyek

- Pembayaran ke III pada tahun 1994 sebesar 30% dari biaya pembangunan proyek.
- Pembayaran ke IV pada tahun 1995 sebesar 20% dari biaya pembangunan proyek.
- Pembayaran ke V pada tahun 1996 sebesar 10% dari biaya pembangunan proyek.
- Perhitungan Benefit Cost Ratio (BCR) didasarkan pada tingkat harga pada tahun 1992, yaitu = US\$ = Rp. 2.000,-

B.2. PERKIRAAN VOLUME DAN BIAYA PROYEK

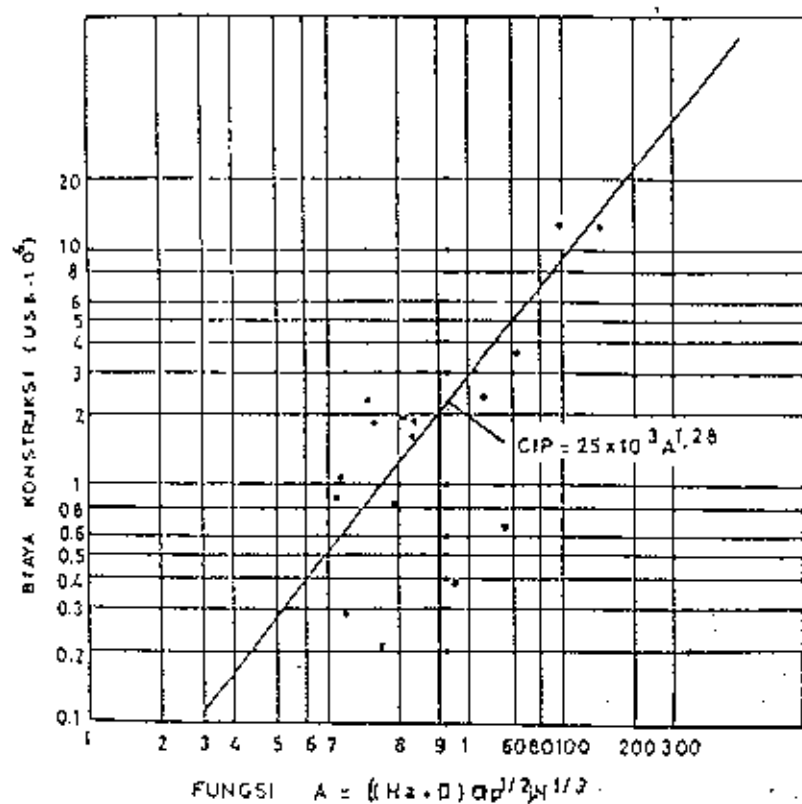
Perkiraan harga konstruksi dipakai perkiraan harga yang telah dibuat team Hydro Power Potensial Study (HPPS), yang didasarkan pada biaya pembangunan PLTA yang pernah dibangun di Indonesia.

Untuk maksud diatas telah dibuat grafik perkiraan biaya konstruksi seperti gambar dibawah.



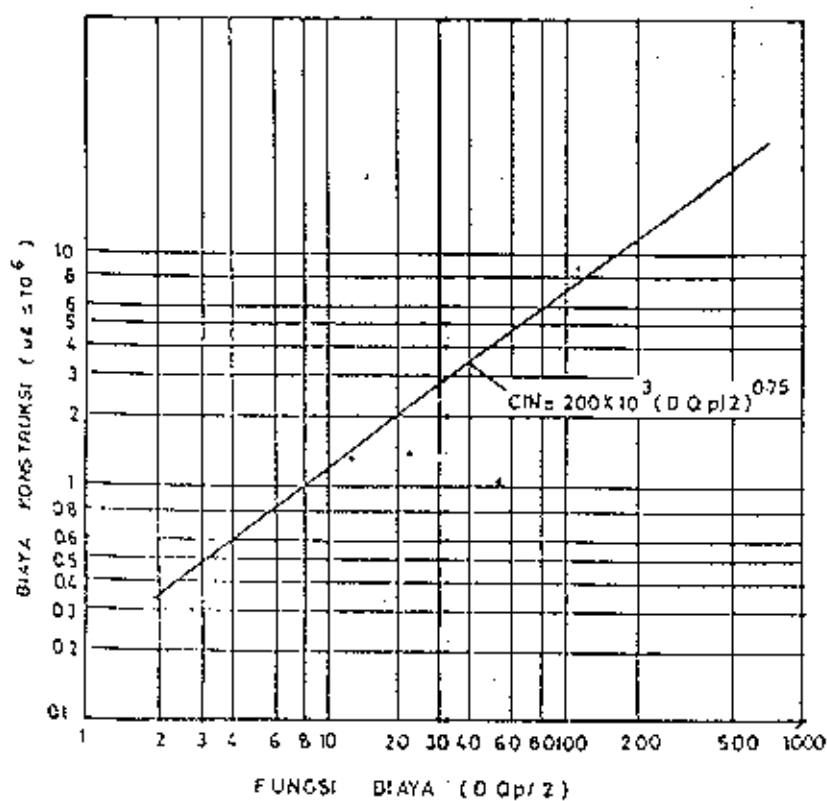
Gambar B.1.

(1) Bendungan
urugan



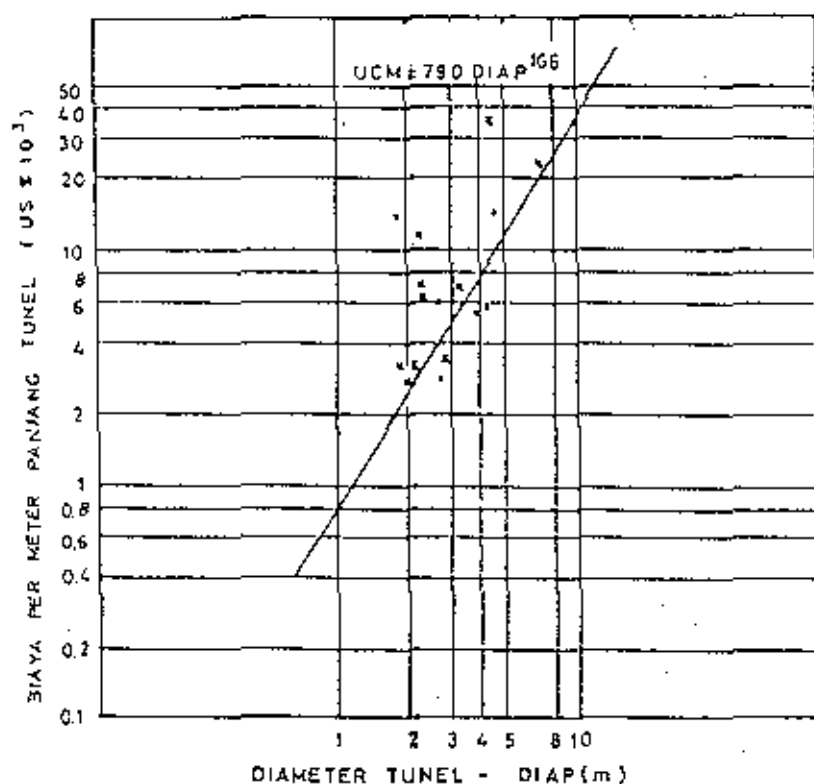
Gambar 8.2.

(a) Intake Pressure Type



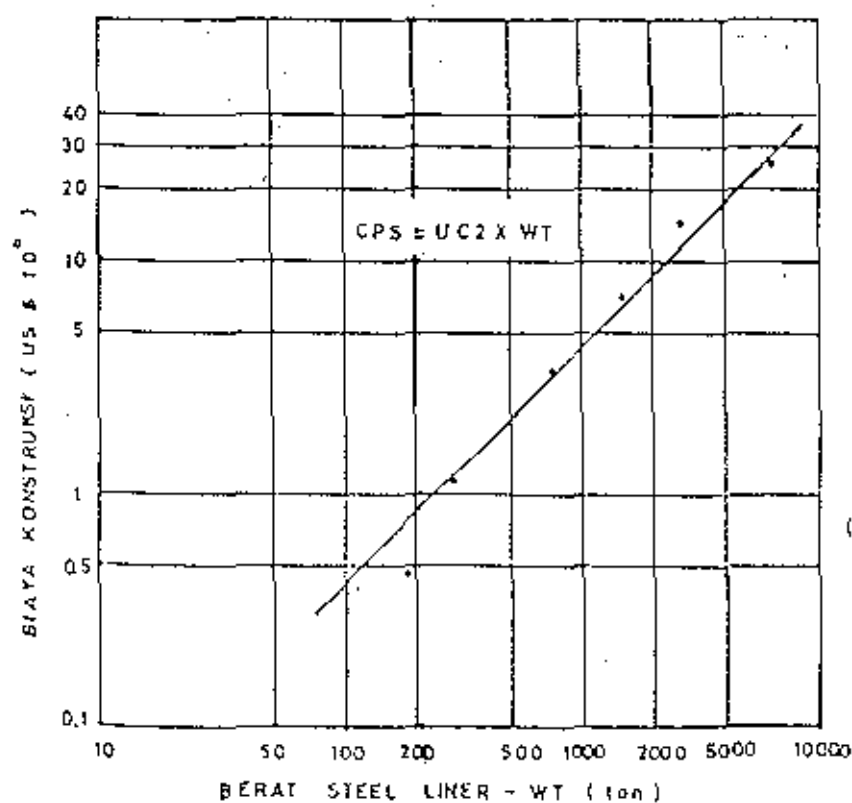
Gambar 8.3.

(b) Intake non Pressure Type (w/insuk sand trap basin)



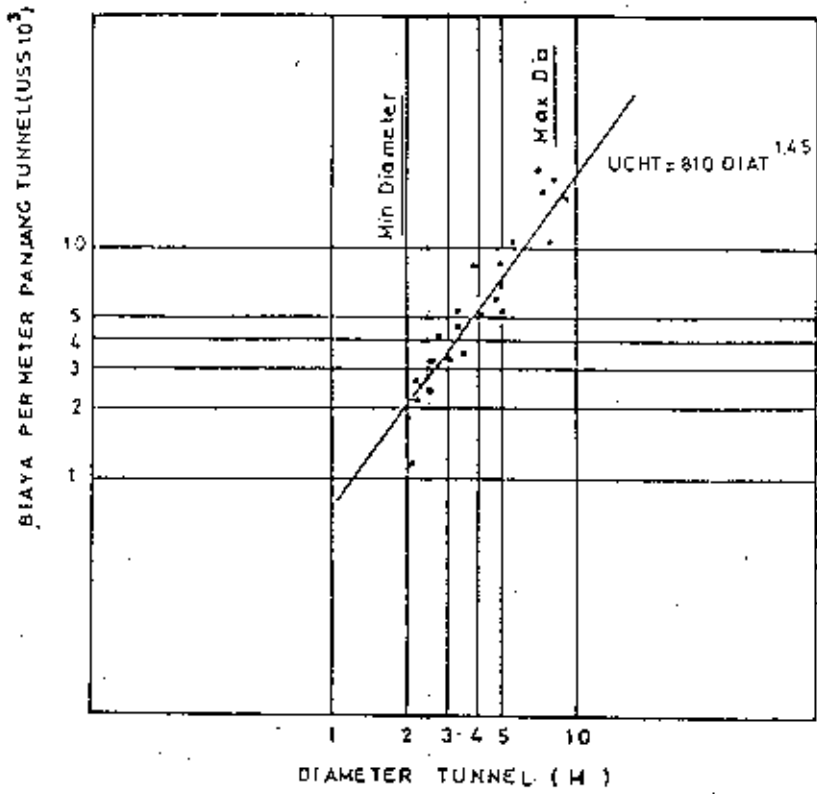
Gambar 8.4.

(a) Pressure - shaft



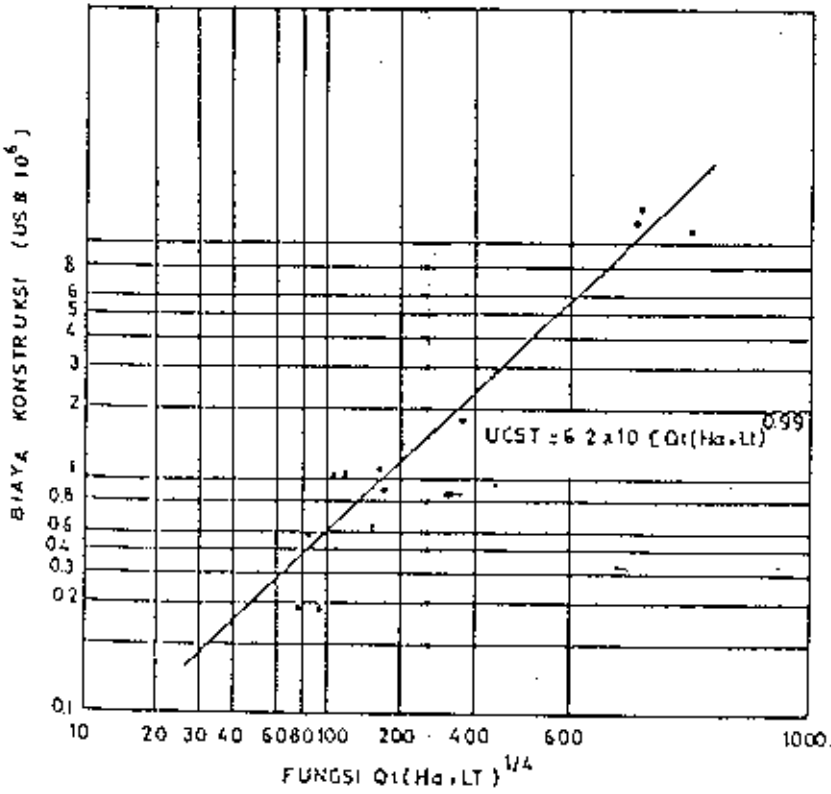
Gambar 8.5.

(b) Steel liners



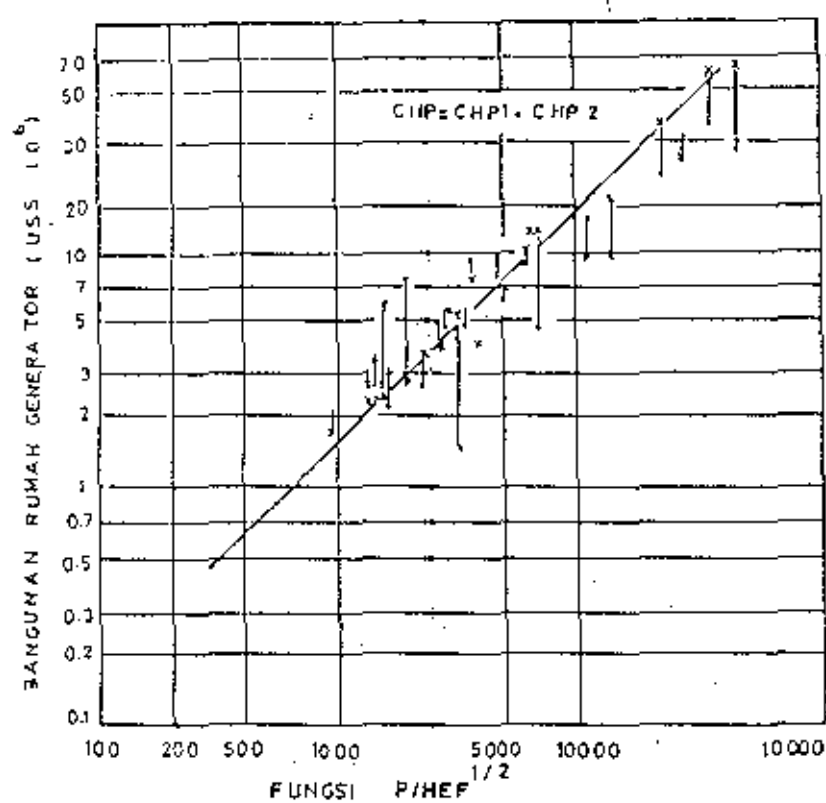
Gambar 8.6.

(a) Pipa penyalu
untuk aliran
tekan



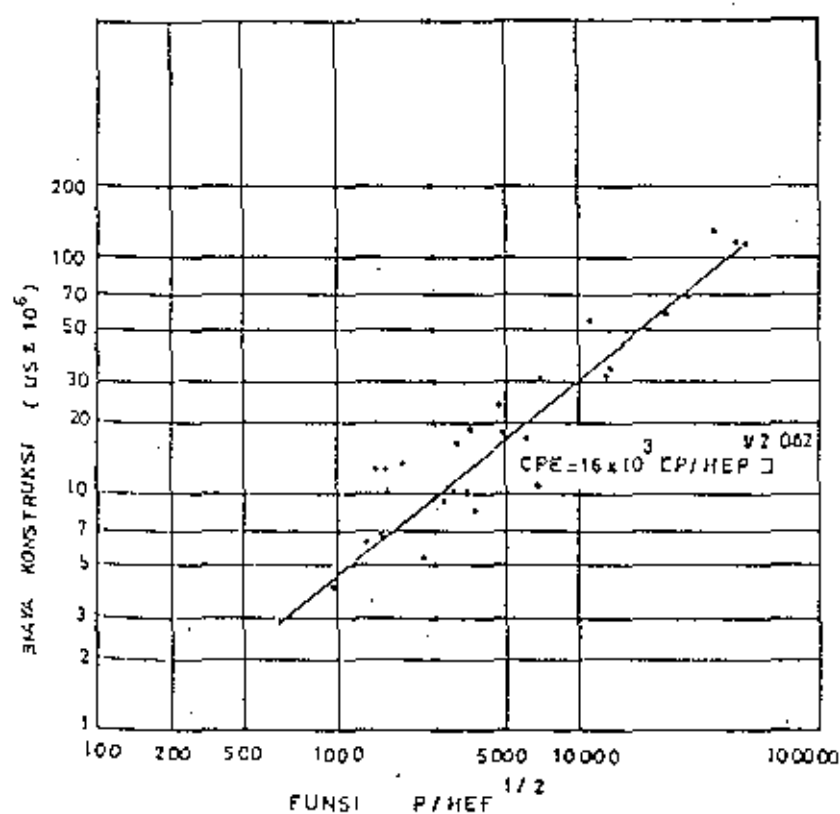
Gambar 8.7.

(b) Surge tank



Gambar 8.8.

(a) Pekerjaan sipil
power house
termasuk sub
structure



Gambar 8.9.

(b) Peralatan
Pembangkitan

Hubungan antara biaya pembangunan pada tiap unit konstruksi dinyatakan dalam rumus-rumus sebagai berikut
Semua cost dalam satuan US\$

Perhitungan perkiraan volume bendung dengan perumusan sebagai berikut :

$$V = V_1 + V_2$$

untuk $30 \leq H \leq 370$ (m)

$$30 \leq L1 \leq 1825 \text{ (m)}$$

$$4,5 \leq L2 \leq 370 \text{ (m)}$$

$$V_1 = 0,000177 \cdot H^2 \cdot L_2 \cdot \frac{(H + 0,8 \cdot L1)^2}{L1 - L2}$$

$$V_2 = 0,0108 \cdot H \cdot L1 \cdot (H + 1,1 \cdot L1)$$

Untuk dimensi bendung busur PLTA Maung

$$H = 125,60 \text{ m}$$

$$L1 = 310 \text{ m}$$

$$L2 = 80 \text{ m}$$

$$V_1 = 0,000177 \cdot 125,60^2 \cdot 80 \cdot \frac{(125,60 + 0,8 \cdot 310)^2}{310 - 80}$$

$$V_1 = 135.559 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0,0108 \cdot 125,60 \cdot 310 (125,60 + 1,1 \cdot 310) \\ = 196.209 \text{ m}^3$$

sehingga volume total

$$V = 135.559 + 196.209 = 331.768 \text{ m}^3$$

1. Biaya Bendung

$$CWR = 1200 \times VW^{0,95}$$

dimana :

CWR = Biaya Kontruksi Bendungan

VW = Volume beton (m^3)

$$= 331.768 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{CWR} &= 1200 \times (331.768)^{0,95} \\ &= \text{US \$ } 210,85 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

2. Biaya coferdam

Perkiraan volume coferdam dihitung dengan anggapan bahwa bentuk coferdam seperti gambar dibawah ini dan volumenya dihitung dengan pendekatan sebagai berikut :

$$\text{Coferdam } S(s) = L \times D$$

$$L(h) = L_1 \times \frac{h}{H_1} + L_2 \times (H_1 - h)/H_1$$

$$D(h) = D_1 \times \frac{h}{H_1} + D_2 \times (H_1 - h)/H_1$$

$$L_1 = L_2 + (m + n) \times H_1$$

Volume dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} V &= \int_0^{H_1} S(h) \cdot dh \\ &= (2 L_1 D_1 + L_2 D_1 + L_1 D_2 + 2 L_2 D_2) \times \frac{H_1}{6} \end{aligned}$$

Dimana :

D_2 = panjang tubuh coferdam (m)

D_1 = lebar dasar sungai (m)

D = panjang tubuh coferdam yang ditinjau (m)

L_1 = lebar tubuh coferdam (m)

L_2 = lebar mercu coferdam (m)

L = lebar tubuh coferdam yang ditinjau (m)

H_1 = tinggi coferdam (m)

h = tinggi coferdam yang ditinjau (m)

Jika diketahui :

- lereng bagian hulu = 1 : 3,1
- lereng bagian hilir = 1 : 2,1
- panjang coferdam (D_2) = 150 m

- lebar dasar sungai (D_1) = 20 m
- lebar mercu coferdam (L_2) = 3 m

maka,

$$\begin{aligned}
 L_1 &= L_2 + (m+n) H_1 \\
 &= 3 + (3,1 + 2,1) H_1 \\
 &= 3 + 5,2 H_1 \\
 D_2 &= D_1 + (m+n) H_1 \\
 &= 20 + (3,1 + 2,1) H_1 \\
 &= 20 + 5,2 H_1
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 V &= [2(3+5,2H_1)(20) + (3)(20) + (3+5,2H_1)(20+5,2H_1) \\
 &\quad + 2(3)(20+5,2H_1)] H_1/6
 \end{aligned}$$

Tinggi dari coferdam Bendungan Maung ini 5,30 m

$$\begin{aligned}
 V &= [1222,4 + 60 + 1453,4 + 285,4] \times 0,883 \\
 &= 2668,72 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Sehingga biaya coferdam didapat dengan perumusan pendekatan :

$$\begin{aligned}
 CVD &= 100 \cdot VD^{0,9} \\
 &= 100 \cdot (2668,72)^{0,9} \\
 &= \text{US \$ } 0,12 \cdot 10^6
 \end{aligned}$$

3. Biaya Spillway

Perhitungan volume spillway memakai rumus pendekatan

$$V_{cw} = V_1 + V_2$$

$$V_1 = (h + H_f + P/2) \times p \times (WT + 6)$$

$$V_2 = [15 + 1,5(H + H_f)] \times (H + H_f) \times (NG + 1)$$

dimana :

$$V_{cw} = \text{volume (beton) overflow weir (m}^3\text{)}$$

$$V_1 = \text{volume (beton) spillway (m}^3\text{)}$$

V_2 = volume (beton) pilar (m^3)

H = kedalaman air diatas mercu spillway pada debit banjir rencana (m)

H_f = tinggi jagaan (m)

WT = lebar total spillway (m)

WG = jumlah pintu

$$\begin{aligned} V_1 &= (3,60 + 2,00 + 5/2) \times 5 \times (60 + 6) \\ &= 2673 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_2 &= [15 + 1,5(3,60 + 2,00)] \times (3,60 + 2,00) \times (1+1) \\ &= 262 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$V_{cw} = 2673 + 262 = 2935 \text{ m}^3$$

Biaya bangunan pelimpah dihitung dengan rumus pendekatan :

$$\begin{aligned} CWR &= 1200 \times V_w^{0,95} \\ &= 1200 \times 2935^{0,95} \\ &= \text{US \$ } 2,36 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

4. Biaya Diversion Tunnel

Volume diversion tunnel dihitung dengan pendekatan dibuat oleh HPPS sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{CT} &= 1,04 \times D^{0,87} \times LT \times W, \text{ untuk } D < 3 \text{ m} \\ &= 0,33 \times D^{1,93} \times LT \times N, \text{ untuk } D \geq 3 \text{ m} \end{aligned}$$

dimana :

V_{CT} : Volume lining beton (m^3)

D : diameter tunnel (m)

L_t : panjang tunnel (m)

N : jumlah tunnel

$$VCT = 0,33 \times 3^{1,93} \times 800 \times 1$$

$$= 2200,13 \text{ m}^3$$

$$CWT = 1200 \times 2200,13^{0,95}$$

$$= \text{US \$ } 1,79 \cdot 10^6$$

5. Biaya Intake

Biayanya dapat diperkirakan dari gambar 8.2.

$$CIP = 25 \times 10^3 \cdot A^{1,28}$$

$$A = (H_a + D) \cdot Q_p^{1/2} \cdot N^{1/3}$$

dimana :

H_a = Tinggi permukaan air dalam tampungan (m)

D = Diameter rata-rata pipa intake (m)

Q_p = Debit Puncak (m^3/dt)

N = Jumlah saluran pengangkut (1 buah)

$$A = (42,25 + 5,5) \cdot 50^{1/2} \cdot 1^{1/3}$$

$$= 337,64$$

$$CIP = 25 \cdot 10^3 (337,64)^{1,28}$$

$$= \text{US \$ } 43,09 \cdot 10^6$$

6. Biaya Head Race Tunnel

diperkirakan dengan memakai gambar 8.4.

$$UC_{HT} = 810 \cdot DI_{AT}^{1,43}$$

$$C_{HT} = UC_{HT} \times L_{HT} \times N$$

dimana :

DI_{AT} = Diameter Head Race Tunnel

L_{HT} = Panjang Head Race Tunnel

C_{HT} = Biaya Head Race Tunnel = (US\$)

N = Jumlah Head Race Tunnel = 1 buah

$$\begin{aligned} UC_{HT} &= 810 (4,6)^{1,43} \\ &= 7181,72 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{HT} &= 7181,72 \cdot 1600 \cdot 1 \\ &= \text{US \$ } 11,49 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

7. Biaya Surge Tank

didapat dari gambar 8.7.

$$C_{ST} = 6,2 \cdot 10^3 Q_t (H_a + L_t)^{1/4} \cdot 0,99 \cdot N$$

dimana :

C_{st} = Biaya Surge Tank (US\$)

Q_t = Debit maksimum tiap head race tunnel (m^3/dt)

H_a = Penurunan muka air waduk (m)

C_t = Panjang Head Race Tunnel (...m)

N = Jumlah Surge Tank (1 Buah)

$$\begin{aligned} C_{ST} &= 6,2 \cdot 10^3 \cdot 50 \cdot (42,25 + 1600)^{1/4} \cdot 0,99 \\ &= \text{US \$ } 1,94 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

8. Biaya Penstock

Penstock ini terdiri dari pipa beton dan bagian dalam berupa pipa baja.

$$C_{ps} = C_m + C_{ps_2}$$

dimana :

C_m = Biaya dari beton

C_{ps_2} = Biaya dari pipa baja

* Biaya pipa beton diperkirakan dari gambar 8.4.

$$U_{cm} = 790 \cdot DI_{ap}^{1,66}$$

$$C_m = U_{cm} \times L_t \times N$$

dimana :

$$L_t = \text{panjang penstock (290 m)}$$

$$N = \text{jumlah penstock (1 buah)}$$

* Biaya pipa baja diperkirakan dengan gambar 8.5.

$$CP_{s2} = UC_2 \times W_t$$

dimana :

$$UC_2 = \text{Unit Cost pipa baja per ton (US\$4000/ton)}$$

$$W_t = \text{Berat pipa baja}$$

$$W_t = W_1 + W_2$$

$$W_1 = (0,062 + Dp^2 + 0,049 Dp) L_1 \times N$$

$$W_2 = (1,19 \cdot 10^3 Dp \cdot H_2 + 0,049 \cdot Dp^2) L_2 \times N$$

dimana :

$$W_1 = \text{Berat pipa baja pada } L_1 \text{ (ton)}$$

$$W_2 = \text{Berat pipa baja pada } L_2 \text{ (ton)}$$

$$L_1 = \text{Panjang pipa penstock yang menggunakan tebal pipa minimum}$$

$$L_2 = \text{Panjang pipa penstock yang menggunakan tebal pipa yang ditentukan dengan tekanan air.}$$

$$U_{cm} = 790 \cdot 3^{1,66} = 4893,82$$

$$C_m = 4893,82 \times 805 \times 1$$

$$= \text{US \$ } 3,94 \cdot 10^6$$

$$WT = W_1 + W_2$$

Untuk tebal penstock PLTA Maung menggunakan tebal pipa minimum

$$W_1 = (0,062 + 3^2 + 0,049 \cdot 3) \cdot 805 \cdot 1$$

$$= 7413,245 \text{ ton}$$

$$W_2 = 0$$

$$WT = 7413,245 + 0 = 7413,245 \text{ ton}$$

$$CP_{s2} = 4000 \times 7413,245$$

$$= \text{US \$ } 29,65 \cdot 10^6$$

$$C_{ps} = 3,94 \cdot 10^6 + 29,65 \cdot 10^6$$

$$= \text{US \$ } 33,59 \cdot 10^6$$

9. Biaya Power House

Biayanya diperkirakan dengan memakai gambar 9.8.yaitu :

$$CHP = CHP_1 + CHP_2$$

----->

$$\circ \quad CHP_1 = 4,6 \times 10^3 \left(\frac{P}{Hn^{0,5}} \right)^{0,7}$$

dimana :

P = kapasitas terpasang (...kw)

Hn = Tinggi jatuh netto (m)

$$\circ \quad CHP_2 = 3,7 \times 10^3 (Qp \cdot Hn^{2,3} \cdot N^{0,5})^{0,95}$$

dimana :

Qp = debit maksimum

N = jumlah unit power house (1 buah)

$$CHP_1 = 4,6 \cdot 10^6 \left(\frac{56662}{131,406^{1/2}} \right)^{0,7}$$

$$= \text{US \$ } 1,77 \cdot 10^6$$

$$CHP_2 = 3,7 \cdot 10^3 (50 \cdot 131,406^{2/3} \cdot 1^{0,5})^{0,95}$$

$$= \text{US \$ } 3,34 \cdot 10^6$$

$$CHP = 1,77 \cdot 10^6 + 3,34 \cdot 10^6$$

$$= \text{US \$ } 5,11 \cdot 10^6$$

10. Peralatan Pembangkit (Power Equipment)

Perkiraan biayanya digambar 8.9.

$$CPE = 16 \times 10^3 \cdot \left(\frac{P}{H_n^{0,5}} \right)^{0,82}$$

dimana :

P = Kapasitas terpasang (kw)

H_n = Tinggi jatuh netto (m)

$$\begin{aligned} CPE &= 16 \times 10^3 \left(\frac{56662}{131,406^{0,5}} \right)^{0,82} \\ &= \text{US \$ } 17,11 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

11. Biaya Pembebasan Tanah

$$CLR = 1,06 \times RA \times UPHA$$

dimana :

RA = Reservoir Area (Ha)

UPHA = Unit Price per Ha (US\$ 5000/Ha)

$$\begin{aligned} CLR &= 1,06 \times 355 \times 5000 \\ &= \text{US \$ } 1,88 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

Setelah dihitung semua biaya berdasarkan jenis pekerjaan kemudian di-total merupakan biaya keseluruhan proyek.

No	Jenis Pekerjaan	Biaya US \$ x 10 ⁶
1	Bendungan	210,85
2	Coferdam	0,12
3	Spillway	2,36
4	Diversion Tunnel	1,79
5	Intake	43,09
6	Head race tunnel	11,49
7	Surge Tank	1,94
8	Penstock	33,59
9	Power House	5,11
10	Peralatan Pembangkit	17,11
11	Biaya Pembebasan Tanah	1,88
Sub Total		329,33
-	Engineering/Adm, 5%	16,46
-	Pengel.Tak Tenduga, 5%	16,46
-	Total Biaya Pembangunan	362,25

12. Biaya Tahunan (O & M)

Biaya tahunan untuk mengoperasikan PLTA Maung diperkirakan sebagai berikut :

- Pemeliharaan tahunan = 0,2% x biaya konstruksi

$$= 0,2\% \times 362,25 \cdot 10^6 \text{ US \$}$$

$$= \text{US \$ } 0,72 \cdot 10^6$$
- Biaya lain-lain = 10% x biaya pemeliharaan

$$= 10\% \times \text{US \$ } 0,72 \cdot 10^6$$

$$= \text{US \$ } 0,072 \cdot 10^6$$
- Jadi total biaya operasi dan maintenance per tahunnya = US \$ (0,720 + 0,072) 10⁶

$$= \text{US \$ } 0,792 \cdot 10^6$$

8.3. PERHITUNGAN KEUNTUNGAN PROYEK

Keuntungan yang diperoleh berasal dari hasil jual tenaga listrik yang dihasilkan, kenaikan produksi pertanian dan hasil jual air baku (air minum dan industri)

1. Perhitungan Keuntungan Penjualan Tenaga Listrik

Pada analisa keuntungan dari listrik yang dihasilkan diperkirakan dari harga jual energi per tahunnya, dan tahun perhitungan diambil pada akhir tahun 1997.

Usia guna PLTA Maung selama 50 tahun terhitung sejak akhir tahun 1997, untuk memperkirakan keuntungan proyek maka diperlukan perbandingan data hal ini PLTU Gresik.

PLTA tersebut mempunyai karakteristik sebagai berikut :

- Kapasitas terpasang = 100 MW
- Umur ekonomis = 20 tahun
- Bahan bakar = residu

PLTU Gresik dibangun pada tahun 1978. Biaya konstruksinya dihitung pada tingkat harga tahun 1976 dimana US \$ 1 = Rp. 415,-. Dari buku Feasibility Report on Sengguruh Hydro Power development Project didapat biaya konstruksi pembangunan PLTU Gresik pada tingkat harga tahun 1978, dimana biaya tersebut diperhitungkan untuk escalation rate sebesar 30% selama jangka waktu 2 tahun dari tahun 1976 sampai 1978 dengan anggapan bahwa tahun 1978 sebagai awal

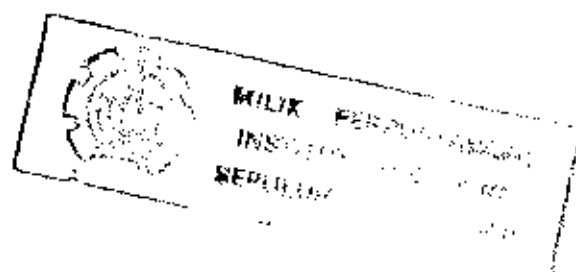
pembangunannya. Besarnya biaya konstruksi selama pembangunan PLTU Gresik dapat dilihat pada tabel berikut.

BIAYA PEMBANGUNAN PLTU GRESIK
UNTUK TINGKAT TAHUN 1978

Tahun Pembangunan ke	Pengeluaran Tahunan (US \$)	Interest Rate 12% $\frac{1}{(1+i)^n}$
1	26.117.647	23.310.000
2	29.781.414	23.441.000
3	62.032.308	44.166.000
4	12.547.109	7.971.000
5	336.271	191.000
Present Worth Total	130.814.749	99.079.000
Unit Cost (US\$ /kw)	1.308,15	990,79

Sumber : Feasibility Report on Sengguruh Hydro Power Development Project.

Untuk studi PLTA Maung ini, biaya konstruksi dihitung pada tingkat harga tahun 1992 dimana harga penjualan listrik PLTU Gresik dihitung pada tingkat harga tahun itu juga. karenanya biaya pembangunan PLTU Gresik dibawah tingkat harga tahun 1992 dengan escalation rate ditaksir sebesar 15% per tahun. Biaya konstruksi PLTU Gresik untuk tingkat harga tahun 1991 dapat dilihat pada tabel berikut :



BIAYA PEMBANGUNAN PLTU GRESIK
UNTUK TINGKAT HARGA TAHUN 1992

Tahun Pembayaran ke	Pengeluaran Tahunan (US \$)	Discount 1 $\frac{1}{(1+i)^n}$	Interest Rate 12 %
1.	184.800.785	0,8925	164.934.701
2.	210.724.521	0,7872	165.882.343
3.	438.922.362	0,7118	312.424.937
4.	88.779.654	0,6355	56.419.470
5.	2.379.353	0,5674	1.350.045
Total Pre- sent Worth	925.606.675		701.011.496
Unit Cost (US \$/kw)	9.256,07		7.010,12

Karena harga tersebut diatas merupakan harga penjualan listrik PLTU maka agar dapat dipakai untuk PLTA perlu diadakan penyesuaian. Untuk itu perlu diasumsi sebagai berikut :

ASUMSI-ABUMSI ANTARA PLTA DAN PLTU

No.	Faktor Kehilangan	Prosentase	
		PLTU	PLTA
1	Kehilangan pada stasiun primer	4	2
2	Tenaga yang keluar	0,5	5
3	Perbaikan	2	15
4	Penggunaan pada alat pembantu	0,4	16

Sumber : Feasibility Report on Sengguruh Hidro Power Development Project

Faktor penyesuaian kapasitas :

$$= \frac{(1-0,04)(1-0,005)(1-0,02)(1-0,004)}{(1-0,02)(1-0,050)(1-0,15)(1-0,160)}$$

$$= 1,403$$

No	Faktor kehilangan	PLTA	PLTU
1	Kehilangan pada stasiun primer	4 %	2 %
2	Auxiliary Power	2 %	16 %

Faktor penyesuaian energi :

$$= \frac{(1-0,04)(1-0,004)}{(1-0,02)(1-0,160)}$$

$$= 1,162$$

Perkiraan harga kapasitas PLTU Gresik pada tingkat harga tahun 1992 lihat tabel.

HARGA KAPASITAS PLTU GRESIK
PADA TINGKAT HARGA TAHUN 1992

No.	U R A I A N	Interest Rate 12%
1	Biaya Pembangunan per KW pada tahun 1992	7.010,12
	Biaya Tahunan : -----	
2	Capital Recovery Factor (CFR) $= \frac{(1+0,12)^{20} \cdot 0,12}{(1+0,12)^{20} - 1}$	0,13388
3	Biaya Total	938,514
4	Biaya O & M dianggap 5%	46,930
5	Faktor Penyesuaian	1,403
Harga kapasitas		1382,58

Perhitungan harga energi PLTU Gresik sebagai berikut :

PLTU mempunyai kapasitas terpasang 100 MW dengan plant factor 0,70.

Produksi energy tahunan (E_0) :

$$\begin{aligned} E_0 &= 0,70 \times 100.000 \times 365 \times 24 \\ &= 570,09 \cdot 10^6 \text{ kwh} \end{aligned}$$

PLTU Gresik menggunakan residu, diperkirakan tiap tahunnya menggunakan bahan bakar residu sebanyak 166.000 kiloliter. Harga bahan bakar ditaksir sebesar Rp. 300,- per liter. Selanjutnya dihitung harga energi sebagai perbandingan antara bahan bakar selama satu tahun dengan energi tahunan.

$$\begin{aligned} \text{Harga Energi} &= \frac{166.000 \times 10^3 \times 300}{570,09 \cdot 10^6} \times 1,162 \\ &= \text{Rp. } 101,51,- / \text{kwh} \\ &= \text{US \$ } 0,0510 / \text{kwh} \end{aligned}$$

Setelah harga kapasitas dan harga energi dari PLTU Gresik sebagai pembandingan kemudian dihitung keuntungan penjualan listrik PLTA Maung.

PERHITUNGAN KEUNTUNGAN KOTOR DARI PENJUALAN PLTA MAUNG

No.	U R A I A N	Satuan	Interest Rate 12%
1	Keuntungan kapasitas - Kapasitas terpasang - Harga kapasitas	kw US\$/kw	56.662,00 1.382,58
2	Keuntungan tahunan	US \$	78.339.748,00
	Keuntungan energy - Energi yang dihasilkan - Harga Energi	kwh US\$/kwh	124.089.780,00 0,0510
Keuntungan Tahunan		US \$	6.328.578,78
Jumlah Keuntungan		US \$	84,670 · 10 ⁶

**PERHITUNGAN KEUNTUNGAN BERSIH
DARI PENJUALAN LISTRIK PLTA MAUNG**

Uraian	Annuity	CAF n = 50 i = 12%	FV 2047	PWF n = 55 i = 12%	PV 1992
Keuntungan (US \$ 10 ⁶)	84,670				
Biaya O&M (US \$ 10 ⁶)	0,792				
Keuntungan Bersih (US \$ 10 ⁶)	83,878	2400,18	201322,30	0,001963	395,200

Datatan :

- Untuk CAF (Compound Amount Factor) = $\frac{(1+i)^n - 1}{i}$
- Untuk PWF (Present Worth Factor) = $\frac{1}{(1+i)^n}$

Dari tabel diatas diperkirakan keuntungan yang berasal dari penjualan listrik untuk tingkat harga tahun 1992 sebesar US\$ 395,20 . 10⁶

8.4. PERHITUNGAN BCR (BENEFIT COST RATIO)

Untuk mengetahui perbandingan antara keuntungan dengan biaya pembanguana dipakai analisa BCR. Keuntungan dan biaya pembanguana ditaksir setelah proyek itu selesai (1997), maka biaya tersebut sebelumnya harus diubah ketingkat harga tahun 1992. Perhitungan biaya dibuat dalam tabel berikut.

PERHITUNGAN BIAYA

Biaya (US \$. 10^6)	Interest Rate (12%)	
	Discount Factor P/F(i,n)	Present Value US \$. 10^6
- Tahun 1992/1993 (15% x 362,25) = 54,337	0,8929	48,518
- Tahun 1993/1994 (25% x 362,25) = 90,562	0,7972	72,196
- Tahun 1994/1995 (30% x 362,25) = 108,675	0,7118	77,355
- Tahun 1995/1996 (20% x 362,25) = 72,450	0,6355	46,042
- Tahun 1996/1997 (10% x 362,25) = 36,225	0,5674	20,554
		264,665

Biaya pembangunan untuk tingkat harga tahun 1992 sebesar US \$ $264,665 \cdot 10^6$.

$$BCR = \frac{\text{Benefit}}{\text{Cost}} = \frac{395,20 \cdot 10^6}{264,665 \cdot 10^6} = 1,493 > 1$$

Karena $BCR > 1$ berarti proyek akan memberikan keuntungan, jadi PLTA Maung layak untuk dibangun.

8.5. PERHITUNGAN IRR (INTEREST RATE OF RETURN)

Biaya pembangunan pada tahun 1992 sebesar US \$ $362,25 \cdot 10^6$. Direncanakan PLTA Maung dapat berproduksi mulai tahun 1997. Pada tahun tersebut, biaya pembangunan proyek akan senilai $F_n = (1+0,12)^5 \times 362,25 \cdot 10^6 = \text{US\$ } 638,408 \cdot 10^6$.

Keuntungan tahunan sebesar = $83,878 \cdot 10^6$ dimulai dari tahun 1997 sampai 50 tahun kemudian.

Besarnya IRR dihitung dengan cara berikut :

Keuntungan tahunan $\times P/A(i, 50) = \text{modal}$

US \$ $83,878 \cdot 10^6 \times P/A(i, n) = \text{US \$ } 638,408 \cdot 10^6$

$$P/A(i, n) = \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} = \frac{638,408}{83,878} = 7,6110$$

$i = 14\% \quad P/A(i, n) = 7,1326$

$i = 13\% \quad P/A(i, n) = 7,6752$

Dengan interpolasi didapat $i = 13,12\%$.

Jadi $IRR = 13,12\% > 12\%$

Berarti nilai suku bunga akan lebih besar dari pada laju penyusutan yang dipergunakan dalam perhitungan perencanaan (12%).

B.6. Optimasi Kapasitas Waduk Untuk PLTA

Alternatif/optimasi kegunaan dari kapasitas efektif waduk untuk membangkitkan/menggerakkan turbin yang digunakan untuk menghasilkan energi listrik seoptimal mungkin yang ditinjau dari segi ekonomi.

Untuk itu beberapa alternatif sehingga didapat hasil yang diharapkan antara lain :

NO	ITEM	ALT I	ALT II	ALT III	ALT IV
1.	Volume eff waduk ₃ (10 ⁶ m ³)	97,160	97,160	97,160	97,160
2.	Volume yang dipakai ₃ (10 ⁶ m ³)	98,550	90,450	82,080	82,125
3.	Volume sisa diwaduk ₃ (10 ⁶ m ³)	-1,390	6,710	15,080	15,035
4.	Energi yang dihasilkan (GWH)	124,089	113,900	103,350	124,090
5.	Biaya pembangunan (US \$ 10 ⁶)	362,250	382,250	362,250	385,180
6.	Keuntungan PLTA (US \$ 10 ⁶)	395,200	392,550	390,220	404,790
7.	BCR	1,493	1,483	1,474	1,479
8.	IRR	13,12%	13,11%	12,84%	13,08%

Keterangan :

ALT I : $Q_p = 12,50 \text{ m}^3/\text{dt}$

pemilihan jam operasi = 6 jam

pola operasi 1 tahun = 12 bulan

ALT II : $Q_p = 12,50 \text{ m}^3/\text{dt}$

pemilihan jam operasi = 6 jam

pola operasi 1 tahun = 11 bulan

ALT III: $Q_p = 12,50 \text{ m}^3/\text{dt}$

pemilihan jam operasi = 6 jam

pola operasi 1 tahun = 10 bulan

ALT IV: $Q_p = 12,50 \text{ m}^3/\text{dt}$

pemilihan jam operasi = 5 jam

pola operasi 1 tahun = 12 bulan

Dari ke-empat alternatif diatas maka untuk pola pengoperasian PLTA Maung diambil alternatif seefisien dan seoptimal mungkin serta menghasilkan energi dan keuntungan yang maksimum sehingga diambil alternatif kedua.

B A B IX

KESIMPULAN

Dari beberapa analisa perhitungan mengenai studi pemanfaatan PLTA Maung yang telah diuraikan pada bab-bab sebelumnya, akhirnya dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Tujuan utama dari pembangunan PLTA Maung adalah untuk memenuhi kebutuhan listrik di daerah Jawa dan Bali khususnya Jawa Tengah. Dimana PLTA Maung ini terletak di daerah hulu sungai Serayu dari memanfaatkan aliran sungai Merawu. Yang mempunyai panjang 40 km dan catchment area 213 km^2 .
2. Iklim dari daerah PLTA Maung ini, keadaan rata-rata didaerah penelitian temperatur bulan terdingin 18°C dan curah hujan lebih dari 2.500 mm setahun.
3. Untuk analisa Hidrologi, perhitungan curah hujan rencana dipergunakan methode Gumbel dan perhitungan debit banjir rencana ditentukan dengan metode hidrograf satuan sintetis methode Nakayatsu dengan pembanding metode Snyder - Alexeyev. Untuk perhitungan debit andalan ditetapkan debit andalan sebesar 80% sebesar $12,5 \text{ m}^3/\text{dt}$. Dan perhitungan sedimen yang terjadi di Waduk PLTA Maung dengan umur Waduk 50 tahun, sehingga didapatkan sedimen yang masuk ke dalam waduk $= 226.644,21 \text{ m}^3 / \text{tahun}$.

4. Dilihat dari situasi topografi dan geologi daerah PLTA Maung, maka dapat ditentukan jenis bendungan yang digunakan, yaitu Bendungan Busur / Arch Dam.

Tinggi tubuh bendung = 125,60 m

R_{axis} = 186 m

Tebal Puncak = 5 m

Tebal Dasar = 16 m

5. Dari perhitungan tampungan dari waduk PLTA Maung didapatkan :

Minimum operating level (MOL) = 502,75

Volume = $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Efektif Storage = $97,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Full Suplay Level = + 545,00

Volume = $122,16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

6. Debit dasar dari pembangkit PLTA Maung = $12,5 \text{ m}^3/\text{dt}$
dengan debit andalan 80%.

Pemilihan jam operasi pada PLTA Maung selama 6 jam dalam 1 hari, sehingga didapatkan debit pembangkit puncak $50 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Diameter Head Race Tunnel = 4,6 meter

Panjangnya = 1.600 meter

Diameter Surge Tank = 8,5 m

Diameter Penstock = 3 m

Panjang Penstock = 805 m

Tinggi Jatuh Efektif = 131,406 m

Jenis Turbin yang digunakan turbin Francis.

Daya yang dihasilkan = 56,662 MW

Energi yang dihasilkan 113,90 GWH

7. Dari analisa dampak lingkungan maka dampak positif akibat dibangunnya waduk PLTA Maung lebih besar jika dibandingkan dampak negatif yang ditimbulkannya.

8. Berdasarkan analisa ekonomi biaya konstruksi PLTA Maung pada tingkat harga tahun 1992 diperkirakan sebesar US \$ $362,25 \times 10^6$ dengan masa pelaksanaan 5 tahun.

Keuntungan bersih yang didapatkan dari hasil penjualan listrik sebesar US\$ $392,55 \cdot 10^6$.

$$BCR = 1,483 > 1$$

$$IRR = 13,11 \% > 12 \%$$

Berarti waduk PLTA Maung ini dapat dilaksanakan dengan membawa keuntungan yang besar.

PENUTUP

Demikian laporan tugas akhir ini yang berjudul "STUDI PEMANFAATAN SUNGAI MERAWU UNTUK PLTA MAUNG" yang dapat penyusun sajikan, semoga dapat bermanfaat bagi pembaca terutama rekan-rekan mahasiswa Teknik Sipil.

Penyusun menyadari bahwa tugas akhir ini masih banyak kekurangannya. Pada kesempatan ini pula sekali lagi selaku penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah memberikan bantuan baik moril maupun materiil hingga terwujudnya laporan tugas akhir ini.

Akhir kata penyusun panjatkan puji syukur kehadhirat-Nya, semoga kita semua mendapatkan taufik dan hidayahnya dalam menjalankan hidup ini. Amin.

DAFTAR PUSTAKA

- * ANGGRAHINI Ir.MSc, HIDROLIKA, Kartika Yudha, Surabaya 1988
- * ANONYMOUS, KRITERIA PERENCANAAN PROYEK PLTA TAHAP PRE FEASIBILITY STUDI, Volume I, Persero P.T Indra Karya Consulting Engineers, Februari 1985.
- * ANONYMOUS, INTERIM REPORT FOR HYDRO POWER POTENSIAL STUDY, Nippon Koei Co.Ltd, Persero P.T Indra Karya Consulting Engineers, Jakarta, Nopember 1982. * BAMBANG SUJADI Ir. Dipl. HE, DIKTAT KULIAH SEDIMENT TRANSPORT, FTSP - ITS, Surabaya.* CD. SOEMARTO Ir. Dipl. HE, HIDROLOGI TEKNIK, Usaha Nasional, Surabaya 1987. * DR.A. ARISMUNANDAR, TEKNIK TENAGA LISTRIK, Jilid I, Pradnya Paramita, Jakarta 1982. * D.M. HERSHFELD, ESTIMATING THE PROBABLE MAXIMUM PRECIPITATION, 1986. * INDEC AND ASSOCIATES LTD AND NIPPON KOEI LTD, MAIN REPORT, Volume 1, 1987.
- * INDEC AND ASSOCIATES LTD AND NIPPON KOEI LTD, DRAFT PREFEASIBILITY REPORT, Volume 2 (*Hidrologi*), 1986.
- * INDEC AND ASSOCIATES LTD AND NIPPON KOEI LTD, DRAFT PREFEASIBILITY REPORT, Volume 5.2 (*Geotechnical Investigations*), 1986.
- * IHAM SUBARKAH Ir, HIDROLOGI UNTUK PERENCANAAN BANGUNAN AIR, Idea Dharma, Bandung 1978.
- * Mc. KAY. G.A. STATICAL ESTIMATES OF PRECIPITATION EXTREMES FOR THE PRAIRIE PROVINCES, 1965.

- * M.M DANDEKAR & K.N SHARMA, WATER POWER ENGINEERING, Vikas Publishing House PVT Ltd., New Delhi, 1979.
- * NADJADJI ANWAR Ir.MSc, REKAYASA PENGEMBANGAN SUMBER DAYA AIR, Kartika Yudha, Surabaya 1986.
- * OF PATTY Ir, TENAGA AIR, Perstensilan FT Sipil UK. PETRA, Surabaya.* PUSLITBANG PENGAIRAN DEPARTEMENT PEKERJAAN UMUM, LAPORAN PENELITIAN KUALITAS AIR DAN SEDIMENT TRANSPORT SUNGAI- SUNGAI DI WILAYAH CJC (*Draft Report*), 1986.
- * R.S. VARSHNEY Ph.D, HYDRO POWER STRUCTURES, New Chand and Bros Roorke, New Delhi, 1977.
- * SUYONO SOSRODARSONO Ir., Kensaku Takeda, HIDROLOGI UNTUK PENGAIRAN, PT. Pradnya Paramita, Jakarta 1981.
- * SRI HARTO BR. Ir. Dipl. HE, MENGENAL DASAR HIDROLOGI TERAPAN, Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil UGM, Juni 1981.
- * SEMINAR PENGAIRAN SERI NO. 6, RAINFALL AND RUN OFF RELATION AND DESIGN FLOOD, Bandung, Agustus 1974. * SUYONO SOSRODARSONO Ir, BENDUNGAN TYPE URUGAN, Pradnya Paramita, Jakarta 1981.
- * USBR, DESIGN OF SMALL DAM, Oxford & IBH Publishing Co. New Delhi, 1974.
- * VEN TE CHOW, HIDROLIKA SALURAN TERBUKA (*Terjemahan*), Erlangga, Jakarta 1985.
- * WEISS L.L, RATIO OF TRUE TO FIXED MAXIMUM RAINFALL, 1964.